



# Physical and mechanical characterization of deep water sediments

Manh Hai Le

## ► To cite this version:

Manh Hai Le. Physical and mechanical characterization of deep water sediments. Sciences of the Universe [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2008. English. NNT : . pastel-00003828

**HAL Id: pastel-00003828**

**<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00003828>**

Submitted on 17 Jun 2008

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



# **THESE**

présentée pour l'obtention du diplôme de

**Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées**

Spécialité: géotechnique

Par

**Manh Hai LE**

## **CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DES SOLS MARINS D'OFFSHORE PROFOND**

*Thèse en co-encadrement entre l'Institut Français du Pétrole et  
le CERMES (Institut Navier)*

Soutenue le 28 janvier 2008 à l'E.N.P.C

devant le jury composé de :

*Rapporteurs :* S. LEROUAIL

F. COTECCHIA

*Examineurs :* D. HIGHT

A. PUECH

J. F. NAUROY

V. DE GENNARO

*Directeur de Thèse :* P. DELAGE



## **RESUME**

L'exploration et la production pétrolière en mer s'étendent vers des profondeurs d'eau sans cesse croissantes. Dans le Golfe de Guinée ou le Golfe du Mexique, les compagnies pétrolières exploitent actuellement des champs situés par des profondeurs d'eau de 1500 m à 2000 m.

Les sols marins rencontrés sur ces zones d'offshore très profond présentent des caractéristiques particulières, différentes de celles des sédiments rencontrés sur le plateau continental. Ces sont essentiellement des sédiments argileux très fins normalement consolidés ou sous-consolidés dotés d'un comportement mécanique spécifique et complexe. La résistance au cisaillement non drainé est en général très faible, mais curieusement, sur certaines zones, on trouve en surface une couche avec des cohésions dix fois plus élevées qu'au dessous. Les approches conventionnelles ne permettent pas d'expliquer cette couche indurée.

L'objectif de cette thèse a été d'améliorer la compréhension du comportement mécanique de ces sols de grandes profondeurs et d'étudier en particulier l'effet de la minéralogie, de la physico chimie et de la microstructure.

Plusieurs hypothèses ont été envisagées pour expliquer l'origine de la couche indurée en surface : effet physico-chimique, bioturbation, vitesse de sédimentation. Les mesures physico chimiques et mécaniques effectuées sur des carottes disponibles ne permettent pas de trancher de façon définitive. Il est probable qu'il n'existe pas une cause unique.

Plusieurs améliorations des procédures des essais d'identification des sols ont été proposées (teneur en matière organique, minéralogie, granulométrie).

Les propriétés thixotropes de ces sols grands fonds ont été caractérisées par des mesures rhéologiques.

Le comportement mécanique des sols a été étudié par des essais oedométriques et des essais triaxiaux. Les sédiments des grands fonds du Golfe de Guinée sont caractérisés par une forte compressibilité, éventuellement liée à la présence importante de smectite. La déstructuration du sol naturel en cours de compression a été bien observée. Les conditions expérimentales et les procédures opérationnelles d'essais triaxiaux drainés et non drainés sous très faibles contraintes ont été améliorées. La sensibilité des sédiments s'est démontrée être un paramètre bien adapté pour décrire le comportement d'un sédiment naturel structuré tel que celui du Golfe de Guinée. La microstructure du sol a été étudiée à l'aide d'analyse de Porosimétrie au Mercure et d'observations au Microscope Électronique à Balayage. Les observations ont apporté des éléments nécessaires pour clarifier le mécanisme de déstructuration du sol au niveau inter-aggrégats.

### **Mots clés:**

offshore profond, sols naturels, thixotropie, déstructuration, surconsolidation en surface, bioturbation, vitesse de sédimentation, essai oedométrique, essai triaxial, compressibilité, plasticité, sensibilité, microstructure





## ABSTRACT

Offshore oil exploration and production has been enlarged to the continental slope and some fields are now being developed in Gulf of Mexico and Gulf of Guinea in water depths from 1500 to 2000 m.

The sediments encountered by great water depths on the continental slope of the Gulf of Guinea are composed of very fine particles and are characterized by very high water contents ( $w > 100\%$ ), very high plasticity ( $I_p > 80$ ), moderate sensitivity ( $3 < S_t < 5$ ) and strong potential in shear strength regain due to thixotropy. Moreover, a crust zone of anomalous high strength immediately below the seabed has been reported in several deepwater oilfields. These characteristics are different from sediments of Gulf of Mexico.

The aim of the experimental studies presented in this thesis is to improve the understanding of the soil behaviour and to investigate the effect of their nature (mineralogy, physico-chemistry) and microstructure.

Bioturbation and geochemical changes in the sediment have been thought as possible causes for the crust zone. The effect of sedimentation rate's change in this zone during the last ice age is also discussed. Bioturbation has been shown in previous studies to affect geotechnical engineering properties. Mechanical and physicochemical measurements have been performed on samples coming from sites with and without crust zone. At this stage, the origin of the crust zone remains partially unknown.

Several improvements in testing procedures for the identification of soils have been proposed (measurement of water content, organic matter content, mineralogy, grain size distribution). In order to understand the thixotropy characterization of soft deep marine soils, some rheological tests have been also carried out on rheometer following an existing approach for colloidal suspensions like drilling mud.

The mechanical behaviour of marine soils has been investigated through a large number of triaxial and oedometric tests. The mechanical behaviour of Gulf of Guinea soils is characterized by very high compressibility weakly correlated with the index properties, contrary to what usually observed in clayey soils. Progressive breakdown of the sediment initial structure under compression and shearing has also been observed. Once this occurs the soil tends to behave as its parent remoulded soil. The effect of structure on the mechanical behaviour of Gulf of Guinea sediments seems well related with their sensitivity as observed in many continental types of clay.

The soil microstructure has also been examined by using Scanning Electron Microscopy and Mercury Intrusion Porosimetry. Observation carried out on intact and remoulded soils and on soils consolidated at various levels in one dimensional compression allowed an insight into soils destructuration features.

### Key words:

marine sediments, offshore, surconsolidation, thixotropy, destructuration, bioturbation, sedimentation rate, oedometer test, triaxial test, compressibility, plasticity, sensitivity, microstructure



## REMERCIEMENTS

Cette thèse a été réalisée au sein du laboratoire Géomécanique de l'Institut Français du Pétrole et du CERMES de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

J'exprime toute ma profonde reconnaissance à Jean-François Nauroy, ingénieur à l'IFP, mon promoteur de thèse qui m'a proposé ce sujet de recherche et qui m'a témoigné sa confiance, m'a apporté son aide scientifique par son grande expérience et compétence. Sa qualité tant scientifique qu'humaine a été pour moi un soutien inestimable. Aussi, ce que je retiendrai de ces trois ans de thèse va bien au-delà de la mécanique des sols et la géotechnique marine. Je le lui dois en grande partie.

J'adresse mes sincères remerciements à Pierre Delage, professeur de l'Ecole des Ponts et Chaussées, pour avoir assuré la direction et le suivi de cette thèse. Sa rigueur scientifique et son expérience dans le domaine des sols argileux ont été des atouts indispensables dans la réalisation de ce travail. Pour tout cela, je voudrais qu'il trouve ici le témoignage amical de ma profonde reconnaissance.

De même, je tiens à remercier Vincenzo De Gennaro, chargé de recherche au CERMES, pour sa gentillesse et son intérêt scientifique. Les discussions et les réflexions que nous avons pu échanger au cours de ces trois années ont toujours été très enrichissantes. Il a su se rendre toujours disponible à mes questions. En plus, ses connaissances et ses encouragements constants ont permis de bien orienter cette étude.

Je voudrais remercier David Hight, professeur à Imperial College London et Directeur Général de Geotechnical Consulting Group, qui m'a fait l'honneur d'accepter d'être le président du jury.

Je remercie très chaleureusement Serge Leroueil, professeur à l'université Laval, et Federica Cotecchia, professeur à Politecnico di Bari pour tout l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux en acceptant d'en être les rapporteurs, ainsi que Alain Puech, Directeur Technique de Fugro France, pour avoir accepté de participer au jury.

L'aide financière pour cette recherche a été apportée par une convention CIFRE entre l'IFP et l'ARNT. Je leur exprime ici mes remerciements sincères.

La qualité et la quantité des résultats expérimentaux sont le fruit d'un travail d'équipe. Je tiens à remercier Valérie Poitrineau et Jacques Daligot, techniciens de l'IFP, ainsi que Emmanuel de Laure, Xavier Boulay, Jérémy Thiriat et Alain Jeandillou, techniciens au CERMES pour leur aide dans la réalisation des essais et leur soutien permanent. Je suis également reconnaissant à Françoise Andrieux pour la réalisation des analyses chimiques à l'Ifremer.

Je voudrais remercier toutes les personnes du département Géomécanique de l'IFP, en particulier du laboratoire géomécanique sous l'animation d'Elisabeth Bemer. Mes remerciements vont également aux personnels du CERMES et tous ceux avec lesquels j'ai travaillé au cours de ces trois années. J'ai eu l'occasion de travailler dans des environnements très agréables, exceptionnels autant du point de vue des qualités humaines que scientifiques.

Je tiens à remercier Total et Fugro France pour les données qu'ils m'ont fournies pour cette étude ainsi que les partenaires du projet Clarom « Sols marins grandes profondeurs » pour leurs discussions toujours fructueuses.

Je remercie à tout mon cœur ma famille pour leur soutien, leurs encouragements dans les moments difficiles. Et merci enfin à ma femme, Le Dung, pour ses soutiens, son amour et sa patience.

LE Manh Hai



# SOMMAIRE

RESUME.....	1
ABSTRACT.....	3
REMERCIEMENTS.....	5
SOMMAIRE.....	7
SYMBOLES.....	11
I. Chapitre I. INTRODUCTION ET CONTEXTE DE LA RECHERCHE .....	15
I.1. INTRODUCTION .....	15
I.1.1. Introduction générale et objectif.....	15
I.1.2. Plan de l'étude.....	16
I.2. CONTEXTE DE LA RECHERCHE.....	18
I.2.1. L'offshore profond.....	18
I.2.2. Nature et morphologie des fonds.....	18
I.2.2.1. Le diapirisme.....	18
I.2.2.2. Les pockmarks .....	19
I.2.2.3. Les hydrates de gaz .....	20
I.2.2.4. Les volcans de boue .....	20
I.2.3. Méthodes d'investigations géotechniques par grands fonds.....	21
I.2.3.1. Généralité .....	21
I.2.3.2. Technique de prélèvement par grands fonds: carottier STACOR® .....	21
I.2.3.3. Essais in-situ réalisés par grands fonds.....	23
I.2.4. Golfe de Guinée.....	24
I.2.5. Ingénierie d'offshore profond .....	25
I.2.6. Terminologie .....	28
I.2.6.1. Sol remanié, sol reconstitué, sol naturel.....	28
I.2.6.2. Structure .....	29
I.2.6.3. Limite d'écoulement plastique, déstructuration.....	29
I.2.6.4. Sédiment normal consolidé, surconsolidation et sous-consolidation.....	30
II. Chapitre II. CARACTERISATION GENERALE .....	31
II.1. GENERALITE .....	31
II.2. CARACTERISTIQUES DES SOLS DU GOLFE DE GUINEE .....	33
II.2.1. Teneur en eau et limites d'Atterberg.....	33
II.2.2. Poids volumiques des grains solides .....	36

II.2.3.	Teneur en matières organiques.....	36
II.2.4.	Teneur en carbonate .....	37
II.2.5.	Granulométrie.....	38
II.2.6.	Caractéristiques de rétention et retrait.....	40
II.2.7.	Teneur en sel du fluide interstitiel.....	42
II.2.8.	Minéralogie des sols du Golfe de Guinée .....	43
II.2.9.	Résistance au cisaillement et sensibilité.....	47
II.2.9.1.	Données in situ.....	47
II.2.9.2.	Données au laboratoire.....	48
II.2.9.3.	Sensibilité.....	49
II.3.	ETUDE EXPERIMENTALE: CARACTERISATION GENERALE DU SOL DU SITE BB DU BLOCK 17 .....	51
II.3.1.	Introduction .....	51
II.3.2.	Zone d'étude et les carottes STACOR® des sols .....	51
II.3.3.	Teneur en eau et limites d'Atterberg.....	55
II.3.4.	Teneur en carbonate .....	57
II.3.5.	Surface spécifique : Mesures de valeur de bleu de méthylène .....	59
II.3.6.	Analyse microstructurale : Porosimétrie au Mercure (PAM) et Microscope Electronique à Balayage (MEB).....	62
II.3.6.1.	Préparation des échantillons.....	63
II.3.6.2.	Etude de Porosimétrie au Mercure.....	64
II.3.6.3.	Observation de la microstructure des sols au MEB .....	67
II.3.7.	Résistance au cisaillement et sensibilité.....	70
II.3.8.	Caractérisation rhéologique: thixotropie .....	70
II.3.8.1.	Mesures rhéologiques.....	71
II.3.8.2.	Thixotropie des sols du Golfe de Guinée .....	73
II.4.	CONCLUSIONS .....	80
III.	Chapitre III: ETUDE DU PROBLEME DE SURCONSOLIDATION EN SURFACE.....	81
III.1.	SURCONSOLIDATION EN SURFACE.....	81
III.1.1.	Corrélation de ce pic de résistance avec d'autres caractéristiques physiques .....	85
III.1.2.	Hypothèses pour l'origine du pic de résistance .....	86
III.2.	TAUX DE SEDIMENTATION DANS LE GOLFE DE GUINEE .....	88
III.3.	DIAGENESE PRECOCE (Oxydation des matières organiques).....	91
III.3.1.	Définition .....	91
III.3.2.	Conséquence sur les sédiments marins .....	92
III.3.3.	Analyse chimique des eaux interstitielles .....	93
III.4.	BIOTURBATION .....	96
III.4.1.	Définition et classification: .....	96
III.4.2.	Influence de la bioturbation sur les propriétés des sédiments .....	97
III.4.3.	Bioturbation et conditions d'environnement.....	99
III.4.4.	Résultats des observations radiographiques en laboratoire de l'IFP.....	101
III.5.	CONCLUSIONS .....	107

IV. Chapitre IV: ETUDE DE LA COMPRESSIBILITE-COMPORTEMENT	
OEDOMETRIQUE .....	109
IV.1. CONTEXTE - GENERALITE .....	109
IV.1.1. Contrainte de préconsolidation - Taux de surconsolidation .....	109
IV.1.2. Compressibilité $C_c$ .....	111
IV.1.3. Effet de la salinité sur le comportement mécanique des sols du GdG .....	112
IV.2. EFFET DE STRUCTURE SUR LE COMPORTEMENT .....	114
IV.3. ETUDE EXPERIMENTALE: COMPORTEMENT OEDOMETRIQUE DES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE.....	121
IV.3.1. Programme des essais.....	121
IV.3.2. Analyse des résultats .....	122
IV.3.2.1. Courbes de consolidation .....	122
IV.3.2.2. Courbes œdométriques et la pression de ‘préconsolidation’ .....	123
IV.3.2.3. Évaluation de l'indice de remaniement des échantillons selon Lunne et al. (1998) .....	126
IV.3.2.4. Indices de compression $C_c$ et de gonflement $C_s$ .....	127
IV.3.2.5. Consolidation secondaire et fluage .....	129
IV.3.2.6. Coefficient de consolidation $c_v$ et la perméabilité $k_v$ .....	130
IV.3.3. Effet de la structure sur le comportement œdométrique de sédiment du GdG ...	132
IV.3.4. Évolution de microstructure des sédiments dans la consolidation œdométrique	136
IV.3.4.1. Sols naturels .....	137
IV.3.4.2. Sols reconstitués.....	143
IV.4. CONCLUSIONS .....	146
V. Chapitre V: COMPORTEMENT TRIAXIAL .....	149
V.1. CONTEXTE - GENERALITE .....	149
V.1.1. Généralité sur le comportement triaxial des sols remaniés et sols reconstitués ..	149
V.1.1.1. Introduction.....	149
V.1.1.2. Concept d'état critique.....	149
V.1.2. Comportement des sols naturels.....	153
V.1.2.1. Introduction.....	153
V.1.2.2. Procédure de reconsolidation .....	154
V.1.2.3. Surface de charge, contrainte d'écoulement plastique .....	155
V.1.2.4. Concept de multiples surfaces de charge cinématiques .....	159
V.1.2.5. Modèles mécaniques des sols naturels avec effets de structure.....	161
V.1.3. Résultats d'essais existants sur les sols marins grandes profondeurs .....	163
V.2. ETUDE EXPERIMENTALE : ESSAIS TRIAXIAUX SUR LES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE.....	170
V.2.1. Introduction .....	170
V.2.2. Dispositif expérimental .....	170
V.2.2.1. Cellule triaxiale Bishop-Wesley (1975).....	170
V.2.2.2. Mesures de déformations .....	172



V.2.2.3.	Mesures des contraintes ou pressions .....	173
V.2.2.4.	Méthode de montage de l'échantillon .....	174
V.2.3.	Programme d'essai.....	175
V.2.4.	Résultats et discussion.....	177
V.2.4.1.	Saturation et Reconsolidation .....	177
V.2.4.2.	Comportement en consolidation isotrope et $K_0$ .....	179
V.2.4.3.	Comportement en cisaillement non drainé.....	183
V.2.4.4.	Comportement en cisaillement drainé.....	196
V.2.4.5.	Caractéristique élasto-plastique des sédiments naturels.....	202
V.2.5.	Effet de structure sur le comportement triaxial du sol du Golfe de Guinée .....	204
V.3.	CONCLUSIONS .....	209
CONCLUSIONS GENERALES.....		211
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		215
ANNEXE A.....		231
ANNEXE B.....		245

## SYMBOLES

$a$	paramètre de restructuration (modèle <i>Houska, 1981</i> )
$b$	paramètre de déstructuration (modèle <i>Houska, 1981</i> )
$c$	cohésion du sol dans le rupture Mohr-Coulomb
$e$	indice des vides
$e_L$	indice des vides à la limite de liquidité
$e_0$	indice des vides in-situ
$e_{100}^*$	indice des vides obtenu à partir de la consolidation oedométrique du sédiment reconstitué à une contrainte verticale effective de 100 kPa ( <i>Burland, 1990</i> )
$e_{1000}^*$	indice des vides obtenu à partir de la consolidation oedométrique du sédiment reconstitué à une contrainte verticale effective de 1000 kPa ( <i>Burland, 1990</i> )
$k$	consistance des matériaux ( <i>Houska, 1981</i> )
$k_v$	perméabilité verticale du sol
$m$	coefficient de déstructuration ( <i>Houska, 1981</i> )
$n$	indice de pseudoplasticité
$p$	contrainte moyenne ( $= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ )
$p'$	contrainte moyenne effective
$p'_c$	contrainte de préconsolidation
$p_{*e}^*$	contrainte équivalente : valeur de contrainte sur la ligne de consolidation isotropique du sol reconstitué (ICL) à un volume spécifique $v$
$p'_y$	contrainte moyenne de limite de seuil d'écoulement plastique du sol
$p'_{iy}$	contrainte moyenne de limite de seuil d'écoulement du sol par la compression isotropique du sol naturel
$p_{*iy}^*$	contrainte moyenne équivalente sur la ligne de compression isotropique ICL du sol reconstitué à même volume spécifique $v$ du sol naturel à $p' = p'_{iy}$
$p'_{K0y}$	contrainte moyenne de limite de seuil d'écoulement plastique du sol par la compression sous $K_0$ du sol naturel
$p_{*K0y}^*$	contrainte moyenne équivalente sur la ligne de compression sous $K_0$ ( $K_0$ -ICL) du sol reconstitué à même volume spécifique $v$ du sol naturel à $p' = p'_{K0y}$
$p'_0$	contrainte moyenne in-situ
$q$	contrainte déviatorique ( $= \sigma_1 - \sigma_3$ )
$q'$	contrainte déviatorique effective
$q_n$	résistance du pointe net pénétrométrique CPT
$q_{pic}$	contrainte déviatorique au pic
$q'_0$	contrainte déviatorique in-situ
$r$	paramètre du modèle de <i>Rouainia et Wood, 2000</i>

$r$	salinité de l'eau
$s$	paramètre représenté la sensibilité du sol ( <i>Baudet et Stallebrass, 2004</i> )
$u$	pression interstitielle
$v$	volume spécifique ( $= 1 + e$ )
$w$	teneur en eau
$w_L$	limite de liquidité
$w_P$	limite de plasticité
$A_c$	activité du sol au sens de Skempton
$Av$	nombre d'Avogadro
$B$	coefficient de Skempton
$CIU$	essai triaxial consolidé isotrope et cisaillement non drainé
$CAUc, e$	essai triaxial consolidé anisotrope et cisaillement non drainé en compression, en extension
$C_2$	% des particules de dimension $< 2\mu m$
$C_c$	indice de compression du sol par l'oedomètre
$C_c^*$	indice de compression par l'oedomètre du sol reconstitué
$C_u$	résistance au cisaillement non drainée du sol
$C_{u,r}$	résistance au cisaillement non drainée du sol remanié
$c_v$	coefficient de consolidation
$C_\alpha$	coefficient de consolidation secondaire
$E$	module Young
$E'$	module Young effectif
$E_u$	module Young non drainé
$G$	module de cisaillement
$G'$	module de cisaillement effectif
$G''$	module de perte (rhéologie)
$G_u$	module de cisaillement non drainé
$ICL$	courbe de compression intrinsèque ou "intrinsic compression line" ( <i>Burland, 1990</i> )
$I_P$	indice de plasticité
$I_L$	indice de liquidité
$I_v$	indice des vides normalisés ( <i>Burland, 1990</i> )
$K$	module de compressibilité au triaxial (bulk modulus)
$K'$	module de compressibilité effectif
$K_0$	coefficient de terre au repos
$M$	pente à l'état critique
$M$	module oedométrique
$N$	valeur du volume spécifique $v$ dans la ligne de consolidation vierge du sol à $p' = 1$ kPa
$NCL^*$	ligne de consolidation normale du sol reconstitué
$iso-NCL^*$	ligne de consolidation isotropique normale du sol reconstitué
$ROC$	degré de surconsolidation
$S_s$	surface spécifique
$S_t$	sensibilité ( <i>Terzaghi, 1944</i> )

$S_u$	résistance au cisaillement non drainé
$S_{u,r}$	résistance au cisaillement non drainé du sol remanié
$S_\sigma$	sensibilité par la pression ( <i>Cotecchia et Chandler, 2000</i> )
$SEL$	surface d'état limite (équivalent en anglais de SBS-State Boundary Surface)
$SEL^*$	surface d'état limite du sol reconstitué
$SCL$	courbe de compression par sédimentation ou "sedimentation compression line" ( <i>Burland, 1990</i> )
$UU$	essai triaxial non consolidé non drainé
$V$	volume
$Y$	limite du seuil de plasticité
$Y_3$	limite d'écoulement plastique ou "gross yield" (Smith et al., 1992)
$YSR$	"yield stress ratio" (Burland, 1990), rapport entre la contrainte du seuil plastique et la contrainte verticale effective in situ
$\delta$	variation infinitésimal des paramètres
$\Delta$	variation
$\varepsilon$	déformation
$\varepsilon_a$	déformation axiale
$\varepsilon_r$	déformation radiale
$\varepsilon_v, \varepsilon_{vol}$	déformation volumique
$\varepsilon_s$	déformation déviatorique ( $= 2*(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3$ , pour l'essai triaxial)
$\gamma$	poids volumique humide
$\gamma'$	poids volumique déjaugé
$\dot{\gamma}$	vitesse de déformation
$\kappa$	gradient de la ligne de gonflement dans le plan $e - \log p'$ ou $v - \log p'$
$\lambda$	gradient de la ligne de compression isotropique
$\lambda$	paramètre de structure ( <i>Houska, 1981</i> )
$\lambda^*$	gradient de la ligne de compression isotropique du sol reconstitué
$\rho$	densité
$\rho_s$	densité des grains solides
$\nu$	coefficient de Poisson
$\sigma$	contrainte totale
$\sigma'_a$	contrainte effective axiale
$\sigma'_r$	contrainte effective radiale
$\sigma'_h$	contrainte effective horizontale
$\sigma'_v$	contrainte effective verticale
$\sigma'_{v0}$	contrainte effective verticale en place
$\sigma'_{vc}$	contrainte effective verticale de préconsolidation
$\sigma'_p$	contrainte de préconsolidation
$\sigma'_{vy}$	limite de seuil de plasticité "yield stress"
$\tau$	contrainte de cisaillement
$\varphi', \Phi'$	angle de frottement effectif



## I. Chapitre I.

# INTRODUCTION ET CONTEXTE DE LA RECHERCHE

## I.1. INTRODUCTION

### I.1.1. Introduction générale et objectif

La demande croissante en énergie dans le monde pousse l'exploration et l'exploitation d'hydrocarbures vers des zones offshore situées par des profondeurs d'eau sans cesse croissantes. Dans les Golfes de Guinée et du Mexique, les compagnies pétrolières exploitent actuellement des champs situés par des profondeurs d'eau de 1500 à 2000 mètres.

Les sols marins rencontrés sur ces zones très profondes présentent des caractéristiques particulières, différentes de celles des sédiments rencontrés sur le plateau continental. Ce sont essentiellement des sédiments argileux très fins normalement consolidés ou sous-consolidés dotés d'un comportement mécanique spécifique et complexe. La résistance au cisaillement non drainé est en général très faible, mais curieusement, sur certaines zones, on trouve en surface une couche avec des cohésions dix fois plus élevées qu'au dessous. Les approches conventionnelles ne permettent pas d'expliquer cette couche indurée.

L'ingénierie des structures à installer comme les ancrages, les têtes de puits, les conduites rigides ou flexibles qui assurent les liaisons sur le fond et entre le fond et la surface, doit s'adapter aux conditions rencontrées. Le dimensionnement, l'installation et la tenue de ces structures soulèvent de multiples interrogations. Les derniers exemples d'installation de caissons à succion par mer profonde dans le Golfe de Guinée ont montré que plusieurs aspects du comportement des sols mous, dont le comportement à l'interface sol-acier et le remaniement, sont mal maîtrisés. Les études de riser rigide (Steel Catenary Riser) ont montré que la fatigue maximale apparaît dans la zone de décollement et que la raideur du sol est un paramètre critique pour l'adoption du concept.

De nombreuses campagnes de reconnaissance effectuées par Total dans le Golfe de Guinée ont permis d'accumuler une grande quantité de mesures in situ et de rapporter des carottes pour analyse en laboratoire. Les sédiments du Golfe de Guinée présentent des caractéristiques similaires à celles d'autres zones de grands fonds (notamment le Golfe du Mexique) mais aussi

des différences. Des essais de caractérisation physique, mécanique et rhéologique de nature exploratoire ont été mis en œuvre dans le cadre d'un projet multipartenaires au sein du CLAROM (groupe comprenant notamment IFP, Ifremer, Total, Fugro,...) (*Meunier et Nauroy, 2005*).

Les conclusions de ces travaux ont notamment mis en évidence la nécessité d'approfondir le rôle que jouent les caractéristiques minéralogiques, physico-chimiques et microstructurales sur le comportement du matériau.

L'objectif de cette thèse est d'améliorer la compréhension du comportement mécanique des matériaux et de fournir des éléments utiles à l'ingénierie. Le travail effectué tente de mieux cerner les propriétés physiques, rhéologiques et mécaniques des sols marins rencontrés en mer profonde (très forte teneur en eau, faibles valeurs des contraintes de consolidation en place, fort indice de plasticité, remaniement des échantillons prélevés) par des essais de laboratoire spécifiques menés sur des matériaux provenant du Golfe de Guinée.

### **I.1.2. Plan de l'étude**

Le travail de thèse a été bibliographique, expérimental et fondamental. Il a fait appel à de nombreuses techniques dans les domaines de la mécanique des sols, physico-chimie, sédimentation, microstructure et rhéologie de fluides complexes. Ce mémoire de thèse s'organise en cinq chapitres distincts et complémentaires. Le premier chapitre est consacré à l'introduction et à la définition de l'objectif de la thèse, ainsi qu'au contexte de cette étude: l'offshore profond, les techniques de reconnaissance des sols marins par grands fonds, l'ingénierie d'offshore profond et les zones d'étude du Golfe de Guinée.

Le deuxième chapitre présente les caractéristiques générales des sédiments du Golfe de Guinée (propriétés physiques, rhéologiques et microstructurales). Les connaissances acquises par des recherches bibliographiques et les mesures effectuées au laboratoire ont été analysées et comparées. Le travail expérimental a d'abord consisté à affiner les connaissances des caractéristiques des sols de grands fonds en axant les travaux sur ce qui pourrait être la cause d'une couche indurée en surface. Les mesures en laboratoire ont été effectuées sur les carottes mises à la disposition de l'étude par Total, c'est à dire des carottes en provenance des champs du bloc 17 du Golfe de Guinée. Certaines carottes ont été conservées à l'IFP pendant environ 3 ans avant la réalisation des mesures.

Les études du problème de la couche surconsolidée de surface sont présentées dans le Chapitre III. L'origine de la surconsolidation des sédiments marins superficiels a fait l'objet de nombreuses recherches, et les hypothèses avancées pour expliquer ce phénomène n'ont toujours pas fourni d'explications convaincantes. Ce chapitre examine deux hypothèses: la diagenèse précoce par oxydation de la matière organique, et la bioturbation. Ces deux processus biochimique et physico-chimique dans les sédiments en subsurface peuvent être largement affectés par les conditions de dépôt, dont la vitesse de sédimentation est certainement un des facteurs les plus importants.

Afin d'examiner les traces d'activité biologique dans les sédiments superficiels, des images radiographiques sous scanner tomographique aux rayons X de plusieurs carottes provenant de sites présentant un pic de surconsolidation en surface et d'autres non ont été effectuées. Par ailleurs, des analyses physico-chimiques de l'eau interstitielle ont été effectuées sur des échantillons de fluide extrait d'une carotte de sol à plusieurs niveaux de profondeur. L'effet du changement de la vitesse de sédimentation sur les deux processus ci-dessus est aussi discuté.

Les Chapitres IV et V présentent les travaux expérimentaux menés à l'oedomètre et à l'appareil triaxial. Les essais oedométriques ont été effectués sur des sédiments naturels ainsi que sur des sédiments reconstitués en laboratoire ; les résultats ont été analysés au Microscope Electronique à Balayage. Les mesures de porosimétrie effectuées sur des échantillons consolidés à plusieurs niveaux de chargement ont permis d'étudier l'effet de structure sur le comportement mécanique (chapitre IV). La compressibilité des sédiments naturels du Golfe de Guinée a été étudiée dans le cadre conceptuel proposé par *Cotecchia et Chandler* (2000), dans lequel la structure des sols développée au cours des processus sédimentaires et post sédimentaires est considérée comme une des origines de la surconsolidation des sols naturels.

Le Chapitre V présente l'étude du comportement mécanique à l'appareil triaxial. Un programme d'essais triaxiaux avec des mesures locales de déformations par capteurs à effet Hall a été effectué. Il comporte des essais drainés et non drainés sur des chemins de contrainte particuliers. Ce programme d'essais a permis d'étudier le comportement élasto-plastique et les caractéristiques de rupture des argiles naturelles et reconstituées.



## **I.2. CONTEXTE DE LA RECHERCHE**

### **I.2.1. L'offshore profond**

On peut répartir les océans et les mers suivant la profondeur d'eau, en quatre grands types de morphologies (*Seibold et Berger, 1982*):

- de 0 à 200 m de profondeur d'eau: le plateau continental, de pente moyenne faible, 0.17%,
- de 200 à environ 2000 m: la pente (ou talus) continentale, de pente moyenne plus élevée, 1-4%, avec localement des valeurs très fortes (érosion, canyons...),
- d'environ 2000 à environ 3500-5000 m: le glacis continental, de pente 0.1-1 %,
- entre 3500 et 6000 m: la plaine abyssale.

On distingue les sédiments :

- terrigènes, provenant de l'érosion de roches préexistantes et transportés par le vent ou les fleuves,
- biologiques, résultant de squelettes d'organismes vivants, végétale ou animaux,
- hydrogéniques, précipitation de minéraux présents dans l'eau de mer (sel,...).

En générale, plus on est situé loin du rivage, plus la granulométrie des sédiments est fine.

Notre étude ici concerne le comportement des sédiments superficiels (moins de 30 mètres d'enfouissement) par des profondeurs d'eau moyennes entre 500 et 2000 m. De tels sédiments se situent dans la pente continentale. Ces sédiments peuvent se trouver dans toutes les tailles granulométriques et comporter des éléments des trois classes mentionnées précédemment, avec des variations locales et évidemment une tendance à comporter plus d'argiles que de sable grossier.

L'évolution récente et ancienne des différentes couches de sédiments est liée en majeure partie à la dérive des continents, aux variations du niveau marin, à la nature des sédiments, aux différentes vitesses de sédimentation et la diagenèse. Les changements de conditions globales ont entraîné des perturbations locales dues au rééquilibrage entre les sollicitations exercées. De plus, des phénomènes isolés se développent pour des raisons plus spécifiques telles que la sédimentation au large des embouchures, l'existence de courants profonds, les circulations fluides dues à des gradients thermiques ou mécaniques (suintements froids, création d'hydrates de gaz, dépôts carbonatés, etc...). Ce sont autant de causes potentielles de perturbations du milieu naturel. Dans le paragraphe suivant, nous présenterons divers types de perturbations locales parmi les plus connues et les plus souvent rencontrées en milieu marin profond, et l'impact est le plus manifeste sur la topographie et sur les couches de sédiments superficiels.

### **I.2.2. Nature et morphologie des fonds**

#### ***I.2.2.1. Le diapirisme***

Le phénomène de diapirisme a été décrit pour la première fois il y a près de 200 ans. Aujourd'hui, nous savons qu'il existe des diapirs de sel et de boue. Les mises en place de ces structures et les conséquences à l'échelle régionale qu'ils entraînent sont propres à chaque type de diapir. Ils sont répartis sur l'ensemble du globe aussi bien au niveau des marges actives que passives.

- Diapir de sel

Les diapirs de sel peuvent se former à la surface des fonds marins grâce à des cycles d'inondation et d'évaporation au cours des temps géologiques. Par la suite, des dépôts sédimentaires viennent recouvrir les séries évaporitiques. Sous le poids des sédiments, le sel tend à remonter à la surface en se déformant de manière plastique. Cette croissance est proportionnelle à l'épaisseur de sel disponible ainsi qu'au niveau des contraintes induites par l'enfouissement de la couche de sel. Ces contraintes dépendent de la densité du sédiment et des taux de sédimentation et d'érosion (*Hance, 2003*). Les diapirs de sel ont été observés dans le Golfe de Guinée (*Pitel, 2007*).

- Diapir de boue

Les argiles affectées par le phénomène de diapirisme correspondent à des argiles marines. La granulométrie de ces sédiments est très fine ( $< 50\mu\text{m}$ ) et reste en général très homogène (*Foucault et al., 2001*). Les diapirs de boue ont été observés dans le Golfe de Guinée (*Pitel, 2007*).

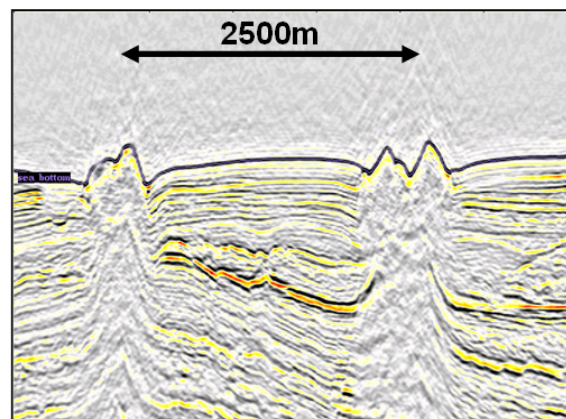


Figure I-1 Diapirs dans le Golfe de Guinée (image sismique de TOTAL)

#### I.2.2.2. Les pockmarks

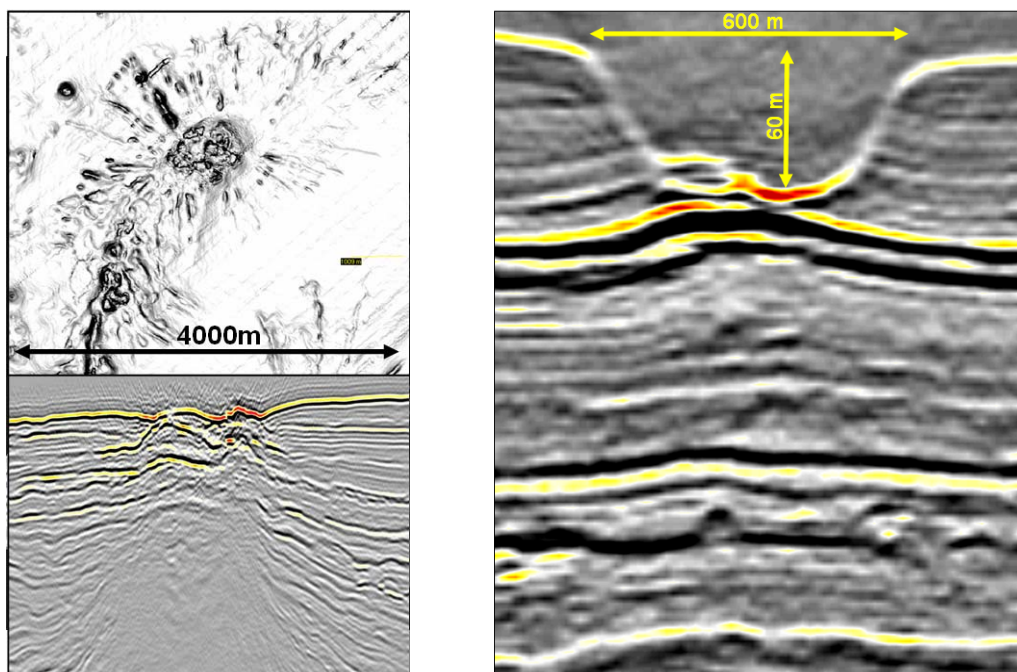


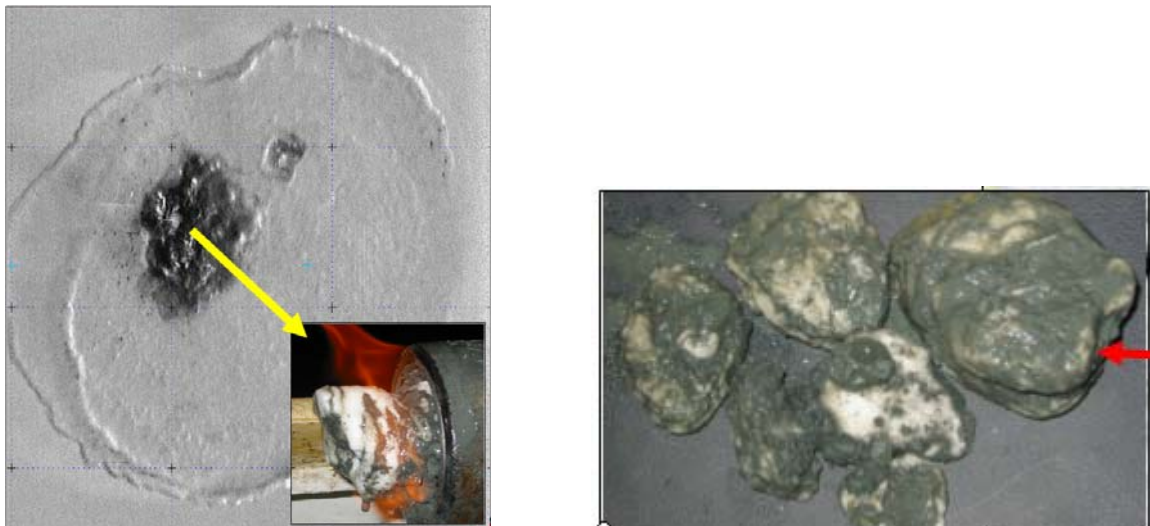
Figure I-2 Pockmarks dans le Golfe de Guinée (images sismiques de TOTAL)

Ce sont des dépressions locales aux dimensions variables: elles s'étendent en surface sur un rayon de quelques dizaines à quelques centaines de mètres, et sont profondes de dizaines de mètres. Ces zones correspondent généralement à un léger changement de la topographie, formant un cratère avec une dépression centrale.

Lors des reconnaissances océanographiques, elles apparaissent sur l'imagerie de surface. L'hypothèse principale suppose que le principal facteur responsable de la formation des pockmarks soit une remontée gazeuse, ou une remontée d'eau (*King et McLean, 1970*, cité par *Quéméneur, 1996*).

#### ***1.2.2.3. Les hydrates de gaz***

Ce sont des agrégats cristallins composés d'eau et de gaz naturel. Ils apparaissent dans les sédiments de faibles températures soumis à de fortes pressions. La présence d'hydrates dans les sédiments peut affecter largement les caractéristiques mécaniques des sols comme la compressibilité, la résistance au cisaillement et la perméabilité.



**Figure I-3 Hydrates de gaz récupérés dans le Golfe de Guinée (images de TOTAL)**

#### ***1.2.2.4. Les volcans de boue***

Ce sont des masses composées essentiellement de boue. Leur hauteur varie de quelques mètres à quelques centaines de mètres, et leur base, de quelques mètres à quelques kilomètres. La formation des volcans de boue est souvent liée à la sédimentation rapide au dessus d'une couche de faible densité, ou à la remontée de gaz depuis les profondeurs.

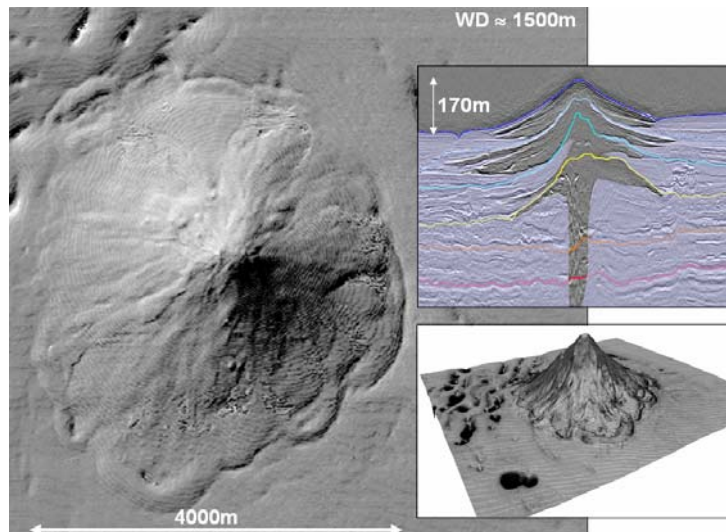


Figure I-4 Volcan de boue dans le Golfe de Guinée (images de TOTAL)

### I.2.3. Méthodes d'investigations géotechniques par grands fonds

#### I.2.3.1. Généralités

Avant chaque projet de fondation offshore, des campagnes de reconnaissance des sols marins doivent être effectuées. En général, cette reconnaissance des sols en mer comporte une reconnaissance géophysique à l'échelle du site, suivie par une reconnaissance géotechnique à l'emplacement prévu pour les ouvrages.

La reconnaissance géophysique des fonds marins (bathymétrie, cartographie sismique...) est indispensable pour tous les projets offshore. La reconnaissance géophysique des fonds et des sols marins a pour objet d'obtenir des renseignements:

- d'une part, sur la surface du sol: bathymétrie, topographie, morphologie, épaves et obstacles, au moyen de méthodes acoustiques (écho-sondeur, sonar à balayage latéral),
- d'autre part, sur la géométrie, la structure et la configuration des cents premiers mètres environ du sous-sol, à l'aide des méthodes de sismique réflexion ou de sismique réfraction. La sismique réflexion continue haute résolution est la méthode la plus répandue pour l'étude des cents premiers mètres des sols en mer. Mais elle ne donne aucune information sur la nature du sol et sur leurs propriétés physiques et mécaniques.

La profondeur de reconnaissance géotechnique dépend du type de structure à installer ou à ancrer. Sur le plateau continental, il s'agit de structures fixes en acier ou en béton, fondées essentiellement sur des pieux. La méthode standard de reconnaissance est alors celle du forage conventionnel avec train de tiges 5" API foncé jusqu'à une centaine de mètres de profondeur. Aujourd'hui, les développements des champs pétroliers par grands fonds font appel à des structures flottantes ancrées au fond de la mer par des ancrs ou des caissons à succion. Cela permet de réduire les profondeurs d'investigation des couches de sol et les ingénieurs géotechniciens n'ont besoin de connaître les paramètres des sols que sur une épaisseur limitée à 30 ou 40 mètres de pénétration. Cet objectif peut être atteint en combinant des essais in situ (pénétromètre CPTU, scissomètre VST,...) et prélèvement de sols par mise en œuvre de carottiers gravitaires.

### ***1.2.3.2. Technique de prélèvement par grands fonds: carottier STACOR®***

Différentes techniques sont utilisées pour prélever des échantillons des sols marins. Les techniques les plus classiques utilisées pour le prélèvement des sédiments marins sont le forage et le carottage gravitaire. Avant les années 2000, dans les campagnes d'investigations par grands fonds, on a utilisé souvent les carottiers à piston, général désignés sous le nom de carottiers Kullenberg. Un des carottiers à piston du type Kullenberg, le carottier "Jumbo Piston Core", a été utilisé pour certaines campagnes de reconnaissance des sols du Golfe du Mexique (*Silva et al., 1999*). Ces systèmes ont permis d'accroître sensiblement la pénétration des carottiers à chute libre et leur taux de récupération. Cependant, ces carottiers présentent quelques inconvénients dus au remaniement assez significatif dans les sols, et le taux de récupération n'est pas très élevé, de l'ordre 70%.

L'appréciation de la qualité d'une carotte doit porter sur deux aspects:

- l'intégrité lithologique et stratigraphique: il s'agit de savoir si le matériau prélevé est le reflet exact de la colonne sédimentaire en place,
- le degré de remaniement du matériau: il s'agit de déterminer jusqu'à quel point le mode de prélèvement a pu altérer les propriétés mécaniques du matériau par comparaison avec ce qu'elles étaient in situ.

Le carottier STACOR® introduit en 2000 par Fugro a permis une amélioration notable de la qualité et du temps de récupération. Le carottier STACOR®, de diamètre intérieur de 10 cm, à piston réellement stationnaire est le fruit d'un projet conjoint entre l'Institut Français du Pétrole et les compagnies pétrolières (*Montargès, 1989*).

Le carottier STACOR® a permis d'améliorer considérablement les performances des carottiers gravitaires. La plupart des investigations dans le Golfe de Guinée pendant les cinq dernières années ont été effectuées par cette méthode (d'après *Borel et al., 2005*). Des analyses de *Borel et al. (2002)* sur plusieurs carottes ont montré que la pénétration du STACOR® dans les argiles molles des grands fonds atteignait la vingtaine de mètres avec un taux de récupération très élevé (90-100%).

D'après plusieurs observations sur des carottes, la représentativité stratigraphique est plutôt bonne. Aucun signe d'absence de séquence sédimentaire n'a été décelé. Cependant, il faut noter la probabilité non négligeable de "manquer" le prélèvement des premiers centimètres de sols très mous en surface. Ce problème peut être résolu en associant à chaque carotte STACOR® un prélèvement par carottier de surface (type box corer par exemple) (*Puech et al., 2004*).

Les analyses de qualité des carottes STACOR® d'après les critères de *Lunne et al. (1998)* ont montré de bons résultats, les sols récupérés étant généralement très peu remaniés par rapport aux autres types de prélèvement (*Borel et al., 2005; Puech et al., 2005*).



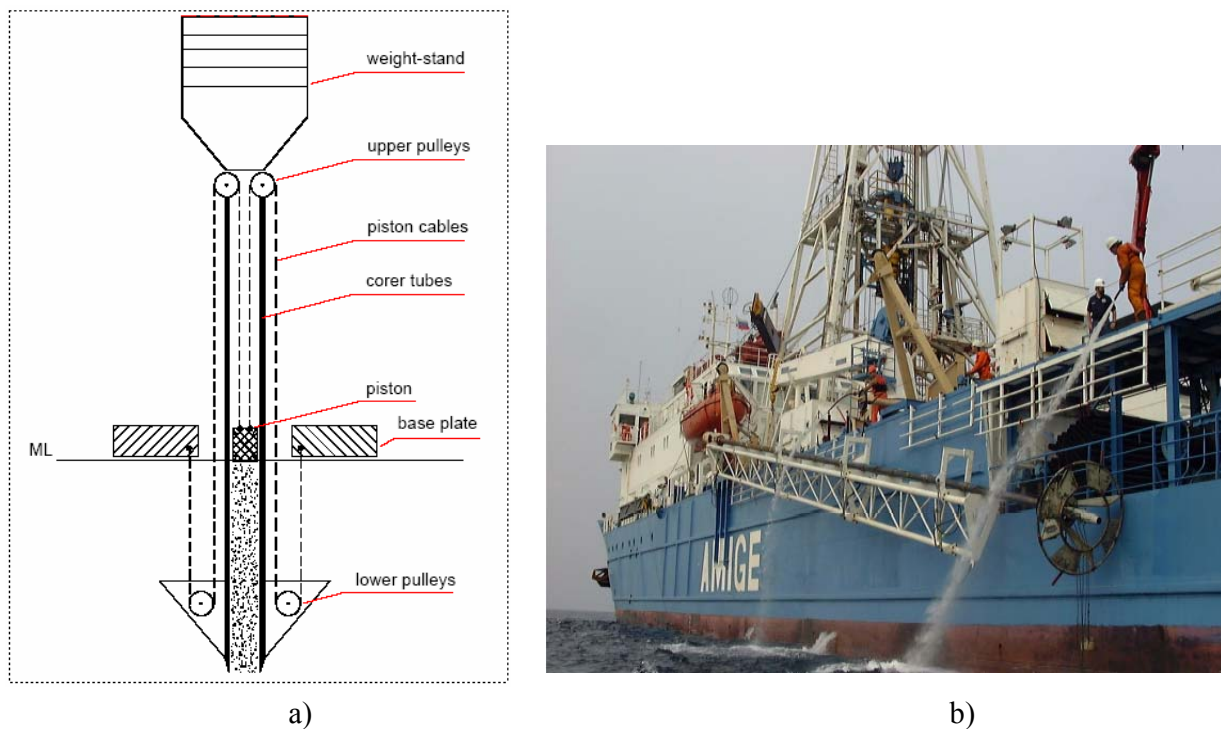


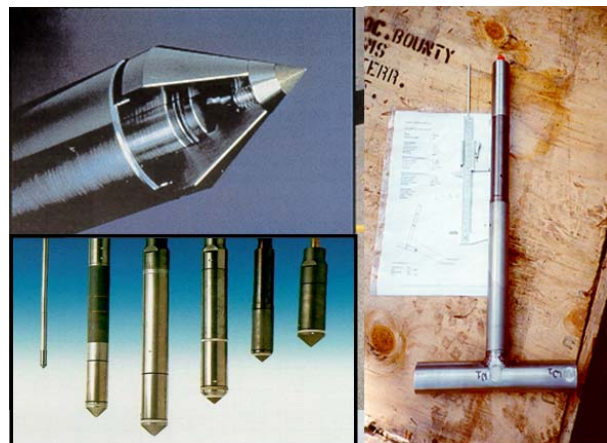
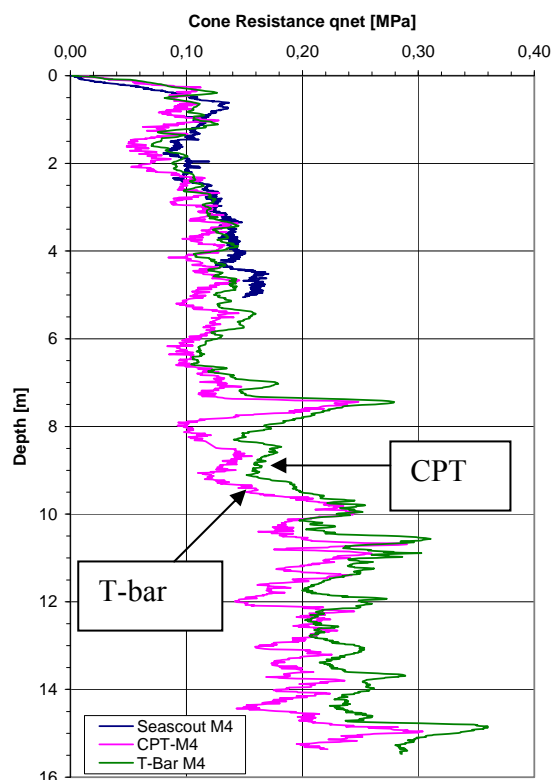
Figure I-5 a) Principe du STACOR® b) Carottier STACOR® de Fugro en opération (Borel et al., 2002)

### 1.2.3.3. Essais *in situ* réalisés par grands fonds

Les essais *in situ* par grands fonds peuvent être effectués à partir de plates-formes modulaires descendues sur le fond. On peut distinguer les modules "lourds" destinés aux mesures à fortes pénétrations (de 20 mètres à 40 mètres de profondeur) et les modules "légers" destinés aux mesures de subsurface, de quelques mètres de pénétration.

Selon *Lunne et Powell* (1992), l'essai au piézocône (CPTU) est la technique *in situ* de référence, celle qui fournit les résultats les plus complets et les plus fiables. L'essai piézocône standardisé consiste à fonder dans le sol à vitesse constante une tige de section de  $10.0 \text{ cm}^2$  équipée de capteurs. Il fournit une mesure continue de la résistance de pointe pénétrométrique,  $q_n$ , du frottement latéral et de la surpression interstitielle créée par la pénétration  $\Delta u$ . Ces paramètres permettent une identification du sol, et la résistance au cisaillement non drainé du sol peut être déduite avec un coefficient de corrélation empirique. Les essais CPTU dans la zone du Golfe de Guinée ont été effectués avec les modules "lourds" de Fugro et/ou Ifremer (Institut Français de Recherche pour l'Exploitation de la Mer). Ces essais fournissent des résultats sur des profondeurs de 30 à 40 mètres.

L'essai T-bar a été récemment introduit dans la reconnaissance du sol en mer (*Randolph et al., 1998*). Le principe de l'essai T-bar est assez similaire à celui de CPTU à l'exception que la pointe pénétrométrique de l'essai CPTU est remplacée par une barre cylindrique horizontale.



**Figure I-6 Comparaison CPTU et T-bar sur le sol du Golfe de Guinée (Dendani, 2005).**

Le T-bar le plus utilisé pour les campagnes dans le Golfe de Guinée a un diamètre 40 mm et une longueur de 250 mm. Les résultats des mesures de CPTU et T-bar sur le sol du Golfe de Guinée ont fourni des profils très cohérents (Borel et al., 2005; Dendani, 2005; Puech et al., 2004).

Les essais de scissomètre in situ VST (Vane Shear Test in situ) donnent des valeurs directes de la résistance au cisaillement du sol. Généralement, l'essai VST in situ est effectué à des niveaux déterminés (tous les mètres par exemple) et fournit un profil de la résistance du sol en fonction de la profondeur. En corrélant les valeurs VST avec la résistance de pointe pénétrométrique (ou de T-bar), on obtient la valeur de coefficient  $N_k$  (ou  $N_T$ ), qui permet de déduire la résistance au cisaillement non drainé du sol.

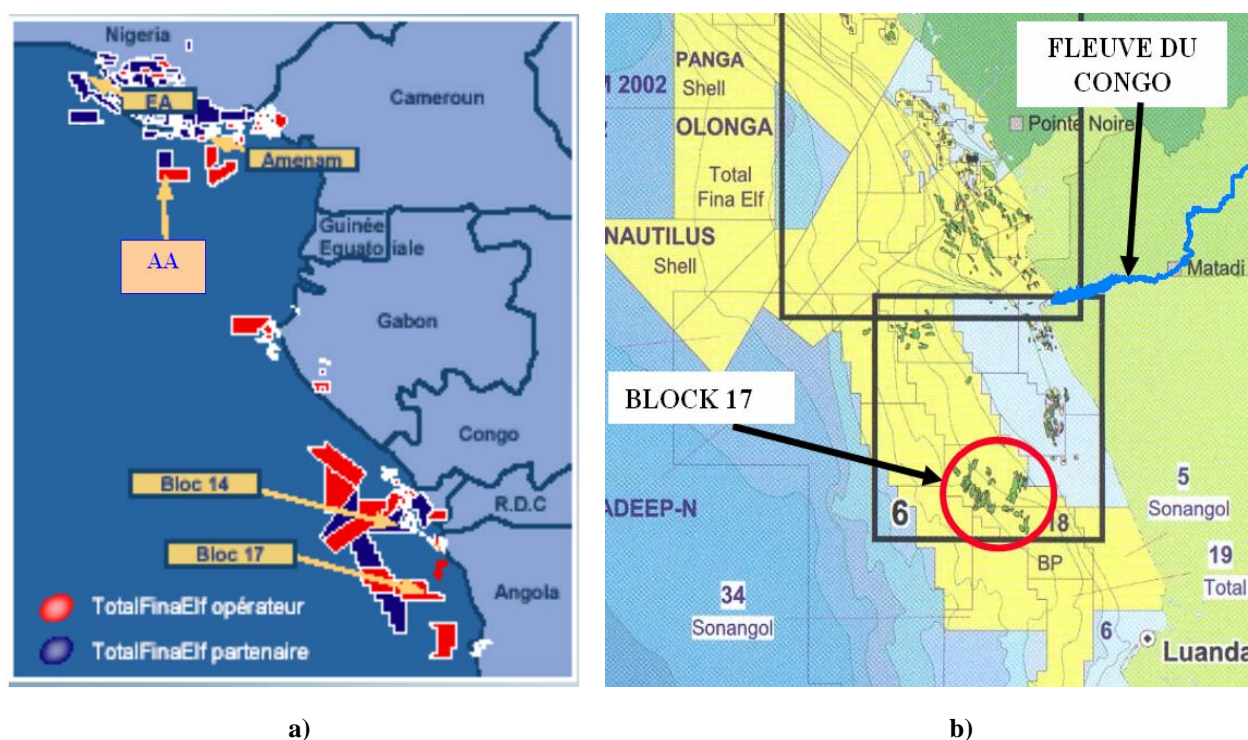
#### **I.2.4. Golfe de Guinée**

Le Golfe de Guinée est une vaste zone à l'Ouest de l'Afrique, allant de la Côte d'Ivoire à l'Angola (Figure I-7). Les zones pour lesquelles on a eu accès à des données sont situées par des profondeurs d'eau comprises entre 500 m et 1500 m. Fugro y a réalisé plusieurs campagnes de reconnaissance. Le Tableau I-1 mentionne certains des champs pétroliers reconnus par Fugro ; les sédiments provenant de ces champs ont été étudiés dans le cadre du projet CLAROM.

**Tableau I-1 Les champs d'étude dans le Golfe de Guinée**

Pays	Site	Profondeur d'eau (m)
Nigeria	AA	1250-1500
Guinée Équatoriale	ZZ YY	300-700 700
Congo	XX	600-900
Angola (bloc 17)	BB / CC / DD / et les autres champs	1250-1500 m

Le bloc 17 se situe à une distance de 150 à 200 km au Sud de l'embouchure du Congo (Figure I-7).



**Figure I-7 Zone d'étude du Golfe de Guinée (a) et le bloc 17 (b)**

Concernant l'hydrographie, deux fleuves apportent l'essentiel des sédiments dans la région: le Niger et le Congo (ou Zaïre, selon les pays). Le débit moyen annuel du Niger est de 7000 m<sup>3</sup>/s avec une moyenne annuelle d'apports solides de l'ordre de 40.10<sup>6</sup> tonnes. Le débit moyen du Congo est de 41000 m<sup>3</sup>/s, avec des apports solides annuels comprise 40 et 70.10<sup>6</sup> tonnes (Montargès, 1993). Le débit du Congo se situe au 2<sup>ème</sup> rang mondial, et il est classé au 12<sup>ème</sup> rang



en ce qui concerne le transport annuel de sédiments. Une analyse effectuée sur les particules apportées montre:

- < 5 % de sables transportés au fond du lit du fleuve,
- environ 10 % de sables en suspension,
- environ 85 % de silts et argiles en suspension (*Montargès, 1993*).

Ces apports solides constituent la source principale des sédiments situés au large de l'Angola et du Nigeria. La proportion d'apport biogénique, essentiellement carbonates, peut être variable suivant les endroits.

## **I.2.5. Ingénierie d'offshore profond**

### **Dimensionnement et installation des structures**

Les structures mises en place dans les grands fonds sont très variées : pieux d'ancrage, caissons à succion, ancrs de grande capacité, pipelines, Steel Catenary Risers (SCR) mais les interactions sol-structure restent essentiellement de type frottement ou raideur de contact. Des travaux sont en cours sur ces aspects dans le cadre du projet CLAROM « Sols Marins Grands Fonds ». On ne donnera ici que quelques éléments concernant les caractéristiques des sols considérées comme importantes à ce jour pour l'ingénierie, en illustrant les cas des caissons et des pipelines.

#### **Caissons à succion**

Un caisson à succion est un cylindre de gros diamètre (diamètre entre 5 et 10 m, hauteur entre 10 et 30 m) fermé en haut et ouvert en bas (Figure I-8). Il est installé en appliquant une dépression à l'intérieur (suction), ce qui le fait pénétrer dans le sol. Les méthodes de dimensionnement des caissons à succion dépendent des conditions de chargement supposées sur la structure.



**Figure I-8 Caisson à succion (Colliat et al, 2007)**

## ***Installation***

La résistance à la pénétration des caissons à succion est calculée comme la somme des résistances au cisaillement d'interface le long des parois externes et interne du caisson et des efforts de portance en pointe. L'argile est supposée remaniée.

Dans une approche en contrainte totale, la résistance au cisaillement "remaniée" est, soit mesurée sur des échantillons, soit prise égale à la résistance intacte divisée par un terme de sensibilité.

Dans une approche en contrainte effective, le frottement est déterminé comme suit :

$$f_{se} = \sigma'_r \tan \delta_{interface} \quad (I-1)$$

avec  $\sigma'_r$  est la contrainte effective radiale pendant l'installation et  $\delta_{interface}$  est l'angle de frottement entre le sol et le caisson.

Les hypothèses sont nombreuses quand aux valeurs prises par la contrainte effective radiale et l'angle de frottement. Beaucoup d'incertitudes existent également sur les valeurs de résistance au cisaillement remaniée, si bien que la résistance à la pénétration est peut être surestimée (*Colliat et al., 2007*).

## ***Capacité portante***

On distingue les situations où dominent les actions permanentes (comportement à long terme) de celles incluant des actions variables (comportement à court terme). La capacité portante peut être calculée par des méthodes plus ou moins raffinées. Les études sur la méthode aux éléments finis ont été souvent effectuées pour vérifier la cinématique (mouvement) des caissons, l'enveloppe de rupture (surface limite des charges horizontale H et verticale V) et le calcul des contraintes dans l'ancre. *Andersen et al. (2005)* ont recensé au moins 8 programmes pour le calcul de capacité portante.

Les modèles de sol utilisés sont généralement élasto-plastiques avec des critères de rupture de Tresca, Von Mises ou Drucker Prager en non drainé. Le modèle Cam-clay modifié (voir chapitre V) est également utilisé. Les calculs sont souvent effectués en non drainé mais on sait que la capacité portante de caissons sous charge maintenue peut être seulement 70 % de la capacité non drainée (*Cluckey et al., 2004*). Certains introduisent des données partiellement drainées (*Deng et Carter, 2000*).

L'argile terrestre de Drammen en Norvège a longtemps constitué le matériau d'étude de base pour le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) qui a initié les calculs de dimensionnement des caissons à succion. Les approches pour les sols du Golfe de Guinée sont en développement constant.

Les caractéristiques physiques et mécaniques prises en compte sont la porosité, la cohésion non drainée, l'angle de frottement effectif, les modules élastiques, le coefficient de Poisson, le coefficient de consolidation, ..

Plusieurs possibilités s'offrent en laboratoire pour tester le comportement de sols argileux lors d'essais de comportement mécanique : triaxiaux ou essais de cisaillement simple. Le paramètre recherché est la résistance au cisaillement non drainé du sol  $C_u$ . Les expérimentations montrent que celle-ci est différente selon le type d'appareillage employé : déformation plane, compression, ou extension.

La reconsolidation des échantillons aux contraintes du sol en place et l'utilisation de la procédure appelée SHANSEP (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties) sont largement utilisées pour obtenir les caractéristiques mécaniques. Les conclusions du projet CLAROM montrent que le comportement des argiles marines venant de grands fonds marins devrait être effectué en se plaçant à des contraintes verticales proches des contraintes en place, même si celles-ci sont très faibles (*Meunier et Nauroy, 2005 ; Le et al., 2008*).

Parmi les sources d'incertitude recensées on peut citer :

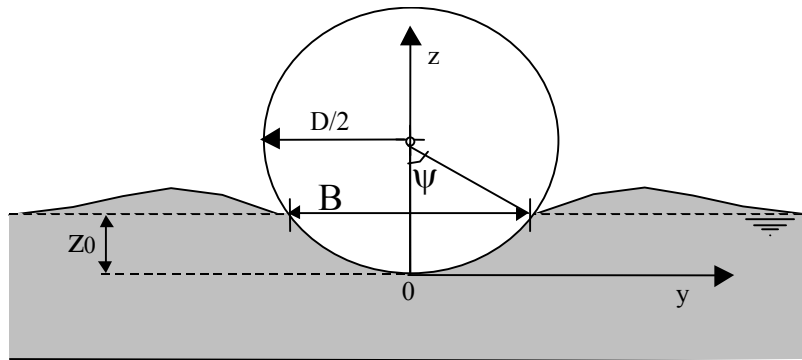
- sensibilité des argiles et facteurs d'adhésion,
- thixotropie,
- cicatrization (set-up),
- influence des cycles (comportement cyclique).

### **Interaction sol-pipeline**

Les pipelines sont posés sur le fond marin. Transportant des fluides chauds (température jusqu'à 60°C), ils sont soumis à des dilatations thermiques qui peuvent conduire à des phénomènes de flambage horizontal ou de reptation sur le fond suite à des séquences d'arrêts et de redémarrage de production.

Les méthodes de calcul pour évaluer les résistances axiale et latérale font l'objet encore de travaux de recherche (*Dendani et Jaeck, 2007*). Elles sont dépendantes de l'enfouissement initial du pipe qui dépend évidemment de son poids mais aussi des efforts subis pendant la pose (Figure I-9). On constate en effet que les pipes sont généralement plus enfouis qu'ils ne devraient l'être par leur propre poids.

La résistance axiale dépend de la résistance au cisaillement du sol, multipliée par un facteur d'adhésion qui dépend des propriétés de thixotropie du matériau argileux. Pour la résistance au déplacement latéral, les choses sont plus complexes, car un terme de butée sur un bourrelet se superpose aux composantes en frottement –adhésion,



**Figure I-9 Interaction sol - pipe**

Les incertitudes sur les caractéristiques mécaniques des sols dans le premier mètre sont très grandes. Cette première couche est souvent mal carottée ou de mauvaise qualité et les essais mécaniques sont à leur limite de fonctionnement et sensibilité. Les aspects de structure de sédimentation et thixotropie prennent une importance majeure.

Des études sur l'interaction sol-pipe ont également été effectuées au laboratoire L3S/INPG dans le cadre du projet CLAROM (Orozco et al., 2006).

## **I.2.6. Terminologie**

### ***I.2.6.1. Sol remanié, sol reconstitué, sol naturel***

Beaucoup de découvertes dans la mécanique des sols moderne ont été obtenues à l'aide d'essais de laboratoire. Ces essais sont effectués sur des échantillons bien homogénéisés, donc souvent en laboratoire les sols sont mélangés et malaxés à la teneur en eau naturelle afin d'obtenir une homogénéité suffisante. Le sol obtenu d'après ce processus est dit "remanié". Récemment, plusieurs auteurs ont reconnu que cette procédure n'était pas toujours très rigoureuse pour assurer la consistance entre les réponses des essais. *Burland* (1990) a suggéré une procédure pour préparer des échantillons dits "reconstitués". Selon lui, il faut bien mélanger les sols naturels avec de l'eau déminéralisée jusqu'à une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité ( $\sim 1.25w_L$ ). Il faut noter que le sol ne doit pas être séché à l'air ou à l'étuve avant de le mélanger. Les argiles sont ensuite consolidées, souvent en conditions unidimensionnelles. *Burland* a appelé ces échantillons "reconstitués" et leurs propriétés "intrinsèques" pour les distinguer des propriétés naturelles. Les propriétés des sols reconstitués sont intrinsèques car elles ne dépendent pas de l'état des sols naturels, selon *Burland*.

Dans les études des sols au laboratoire, les mots "sol naturel" ou "sol intact" ou "sol vierge" sont utilisés généralement pour les sols in situ ou les sols prélevés par les carottiers de très haute qualité.

### ***1.2.6.2. Structure***

La structure des sols peut être définie par la combinaison de l'arrangement des particules (fabrique) et des liaisons entre les particules (*Lambe et Whitman, 1969; Mitchell, 1993*). Les liaisons sont considérées comme un élément instable qui peut être détruit sous chargement. Les effets de fabrique et des liaisons sont souvent combinés dans les sédiments, mais pour les argiles molles, l'effet des liaisons est dominant, et à l'origine de la structure potentiellement instable de ces sols. Le développement de fabrique et de liaisons dans les sols dépend des conditions de sédimentation, comme la vitesse de sédimentation, la salinité de l'eau, la température et les courants... et des processus après dépôt, comme les glissements de terrain, l'érosion, la cimentation, le fluage, la bioturbation... D'après cette définition, la structure peut exister dans les sols reconstitués. En général, la structure est différente entre les sols naturels et reconstitués, et cette différence est responsable du comportement des sols.

### ***1.2.6.3. Limite d'élastique, seuil d'écoulement plastique, déstructuration***

Dans la mécanique des matériaux déformables, la limite d'élasticité est au sens strict la limite de contrainte pour la zone de déformation réversible. Cependant, dans la plupart des tests de mécanique des sols, la vraie "limite élastique" n'est pas identifiée et on peut souvent détecter seulement un changement significatif dans le comportement contrainte-déformation à grandes déformations. Ce seuil est appelé "limite d'écoulement plastique" ou « contrainte d'écoulement plastique » (terme anglais *gross yield*) (*Hight et al., 1992 ; Cotecchia et Chandler, 2000*). La limite d'écoulement plastique se manifeste macroscopiquement par un changement de la rigidité, et la déstructuration peut être observée au MEB ou par la courbe de porosimétrie (*Delage et Lefebvre, 1984*).

### ***1.2.6.4. Sédiment normalement consolidé, surconsolidation et sous-consolidation***

Les essais de mécanique des sols à l'oedomètre ou à l'appareil triaxial permettent de déterminer la pression ou la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  d'un échantillon du sol. Cette pression de préconsolidation est le seuil entre le domaine des faibles déformations et le domaine des déformations plus fortes dans la courbe de compressibilité. Le plus souvent, la pression de préconsolidation est la mémoire des charges qu'a subies le sol au cours de son histoire. En comparant cette contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  avec la contrainte que le sol a subi en place  $\sigma'_{v0}$ , ou les poids des couches des sols supérieures ( $\sigma'_{v0} = \sum \gamma' * h$ ), on peut classer les sols par leur état de consolidation comme:

- sol normalement consolidé si  $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$ ,
- sol surconsolidé si  $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$ ,
- sol sous-consolidé si  $\sigma'_p < \sigma'_{v0}$ .

## II. Chapitre II.

# CARACTERISATION GENERALE DES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE: DONNEES EXISTANTES ET MESURES EXPERIMENTALES

### II.1. GENERALITES

D'un point de vue géotechnique, il existe de nettes différences entre les conditions de sites terrestres et offshore. Ces différences sont liées d'une part aux processus naturels de formation et de consolidation des sols (érosion, transport, mode de dépôt...), et d'autres parts aux sollicitations externes spécifiques aux sédiments marins (houles, courants au fond, gradient thermique, présence de gaz...).

Les sédiments marins rencontrés par grande profondeur (Golfe de Guinée, Golfe du Mexique, offshore Brésil, delta du Mississippi...) présentent des caractéristiques particulières différentes des sédiments rencontrés sur le plateau continental. La résistance au cisaillement en surface et le gradient de résistance au cisaillement sont faibles (1-2 kPa/m). La plasticité est très élevée. Le prélèvement remanie le sédiment et les caractéristiques mesurées en laboratoire diffèrent notablement des caractéristiques qui ont pu être mesurées in situ. Lors de leur prélèvement, les sédiments marins subissent des variations de contraintes considérables, surtout par grandes profondeurs d'eau. Il n'est donc pas étonnant que leurs caractéristiques géotechniques puissent être affectées. Les principales raisons qui peuvent être citées sont les suivantes (*Lunne et al., 1998*) :

- les sols marins peuvent être plus sensibles au remaniement, à cause de l'histoire de la sédimentation,
- le contrôle de la procédure de carottage est réduit en offshore à cause des grandes profondeurs,
- la différence entre les contraintes totales et les pressions interstitielles dans le sol en place et en laboratoire conduit à l'expansion de l'air dissous dans l'eau,
- les gaz se libèrent en cas de présence d'hydrates dans les sédiments.

Les sédiments grands fonds du Golfe de Guinée analysés dans cette étude proviennent des champs pétroliers de profondeur d'eau entre 700m et 1300 m. Ils sont caractérisés par des teneurs en eau très élevées (jusqu'à 250 % en surface, 150 % à 40 m de profondeur), des fortes limites de liquidité (100 à 200 % en surface) et des indices de plasticité  $I_p$  variant entre 70 à 150 (*Puech et al., 2004*;

*Puech et al., 2005*). Ces caractéristiques font des sédiments du Golfe de Guinée des sols assez spécifiques.

Des campagnes de reconnaissance sur les champs d'offshore profond dans le Golfe du Mexique ont indiqué des propriétés du sol assez similaires avec les sols du Golfe de Guinée. Les teneurs en eau sont aussi très élevées, de 80% - 150%, avec des indices de plasticité de 30-60. Les sédiments sont en général normalement consolidés ou légèrement surconsolidés, avec un rapport de surconsolidation ( $R_{OC}$ ) de 1.3. Les résistances au cisaillement non drainés sont faibles, et le profil en fonction de la profondeur est assez comparable avec celui du sol du Golfe de Guinée. Par contre, il y a beaucoup de différences entre deux sols. En général, le sol du Golfe de Guinée est plus plastique, plus sensible, plus compressible avec la densité plus faible, la résistance au cisaillement  $C_u$  du sol du Golfe de Guinée est aussi plus forte (*Puech et al., 2005*).

De la manière générale, sur les sols de grand fond du Golfe du Mexique, les tentatives de corrélation entre les indices de plasticité  $I_p$  et le rapport entre la cohésion du sol et la contrainte de consolidation,  $C_u/\sigma'_{vc}$ , proposées par *Skempton (1957)* et *Ladd et Foot (1974)* ne donnent pas souvent de bons accords (*Quiros et al., 2000; Quiros et Little, 2003; Young et al., 2000; Silva et al., 1999*). Ces mauvaises corrélations peuvent être attribuées à la grande variabilité de la nature des sols grands fonds, souvent reliée à la complexité de l'histoire géologique, à la complexité des processus au fonds marins et à la variabilité de la sédimentation dans la zone étudiée (*Quiros et Little, 2003; Slowey et al., 2003*).

Une analyse minéralogique et morphologique fine des sédiments du Golfe de Guinée entre 1 m et 3 m de profondeur sous le fond marin (*Thomas et al., 2004*) indique la présence dominante d'argiles (entre 52% et 60%). Les argiles dans les sédiments seraient essentiellement des agrégats non interstratifiés de smectites (montmorillonite présente à 40 - 50%), kaolinites (environ 30 - 40%) et d'illites (< 10%). Des minéraux secondaires, tels que la calcite, la pyrite, des oxydes de fer, aluminium (gibbsite) et titane (rutil), sont également présents. Le pourcentage de matière organique est environ de 5% en masse.

Les sols marins de subsurface ayant une teneur en eau très élevée (voire même supérieure à leur limite de liquidité), ont un comportement à la limite solide/liquide. La mécanique des sols traditionnelle (postulant un comportement élasto-plastique) ne suffirait donc plus à caractériser ce type de sol et l'on devrait envisager des modèles complémentaires de la mécanique des fluides, relatifs au comportement des boues ou des gels (*Nauroy et al., 2004; Hénaut et al., 2003*). Le comportement des sols mous d'offshore profond pourrait être analogue à celui de fluides complexes comme par exemple les boues de forage ou les huiles paraffiniques déjà largement étudiées à l'IFP. La boue de forage est un produit complexe, résultat d'un compromis entre plusieurs fonctions à satisfaire (évacuation des déblais, refroidissement de l'outil, stabilité du trou). Différentes techniques rhéométriques sont utilisées pour caractériser ces boues tels des essais au scissomètre de laboratoire et des essais rhéologiques : relaxation de contrainte, fluage, essais oscillatoires. Les phénomènes de restructuration sont très importants. Les boues sont des fluides fortement non-newtoniens ayant un comportement rhéofluidifiant et thixotrope. Elles sont souvent

modélisées par des modèles de Bingham. *Locat et Demers* (1988) ont étudié des argiles sensibles canadiennes remaniées et ont montré une relation entre les valeurs de viscosité plastique, de limite de liquidité, de résistance au cisaillement remaniée et d'indice de liquidité. Ils ont observé que la plupart des argiles sensibles remaniées se comportent comme des fluides de Bingham ou de Casson.

## II.2. CARACTERISTIQUES DES SOLS DU GOLFE DE GUINEE

### II.2.1. Teneur en eau et limites d'Atterberg

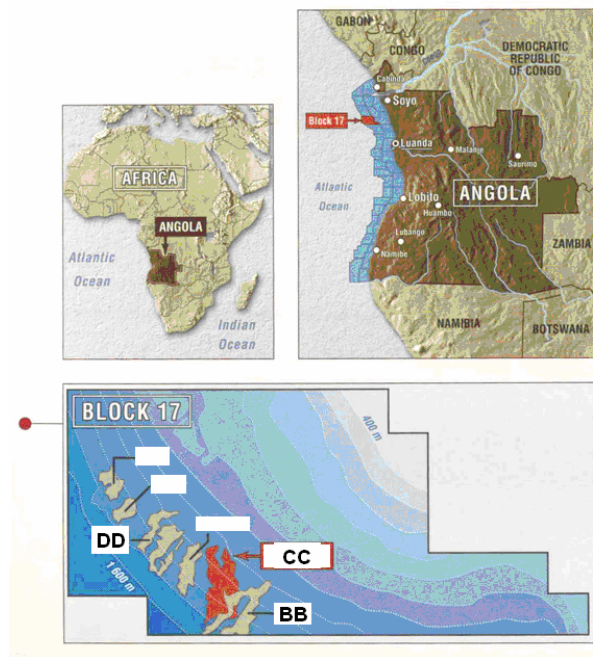


Figure II-1 Bloc 17 du Golfe de Guinée (image de Total)

Les sédiments du Golfe de Guinée sont caractérisés par des teneurs en eau très élevées. En surface, les teneurs en eau sont généralement comprises entre 150 et 250 %. Elles décroissent ensuite avec la profondeur, sous l'effet de la consolidation, mais restent toujours relativement élevées (*Puech et al., 2004; Puech et al., 2005*) (Figure II-2). Sur les premiers mètres, la teneur en eau du sol est supérieure ou voisine de la limite de liquidité  $w_L$  (Figure II-3). Au-delà de 6-8 mètres, la teneur en eau naturelle devient inférieure à  $w_L$ , mais l'indice de liquidité  $I_L$  ( $I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$ ) est toujours élevé ( $I_L > 0.7-0.8$ ) jusqu'à une vingtaine de mètres.

La limite de plasticité,  $w_p$ , des sédiments du Golfe de Guinée se situe le plus souvent entre 35 et 50 %. La limite de liquidité,  $w_L$ , est particulièrement élevée, généralement comprise entre 150 et 250 % en surface, elle décroît avec la profondeur et se stabilise au delà de 3 mètre à des valeurs entre 100 et 160 %. L'indice de plasticité,  $I_p$ , est en conséquence extrêmement fort, typiquement compris entre 70 et 120 en surface. Par comparaison, les argiles du Golfe du Mexique (GdM), souvent



qualifiées de très plastiques, ont des indices de plasticité entre 30 et 70 (Figure II-4, *Puech et al. 2004, Puech et al 2005*).

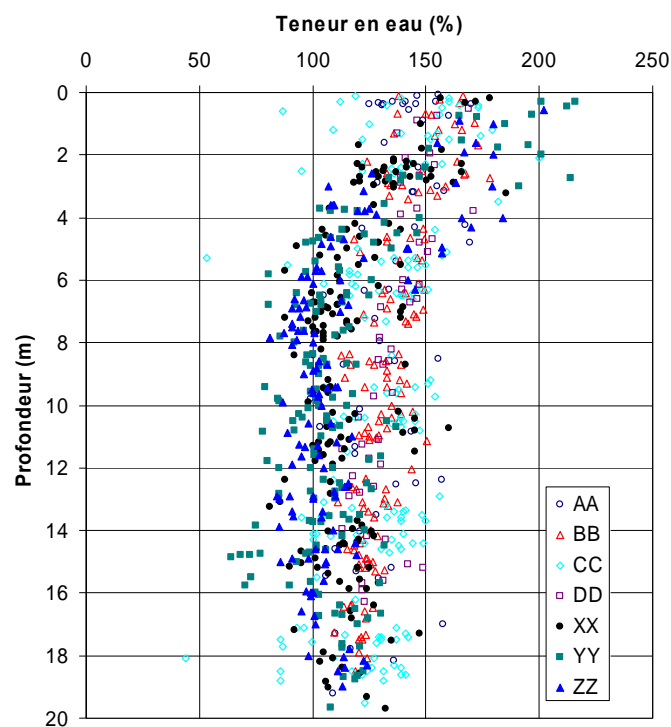


Figure II-2 Teneur en eau des sédiments du Golfe de Guinée (Puech et al., 2005)

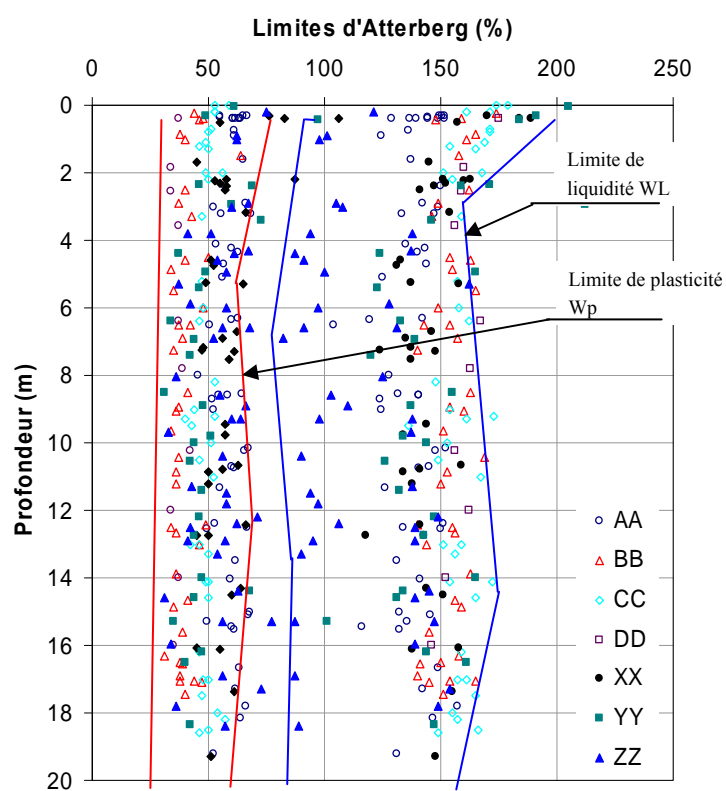
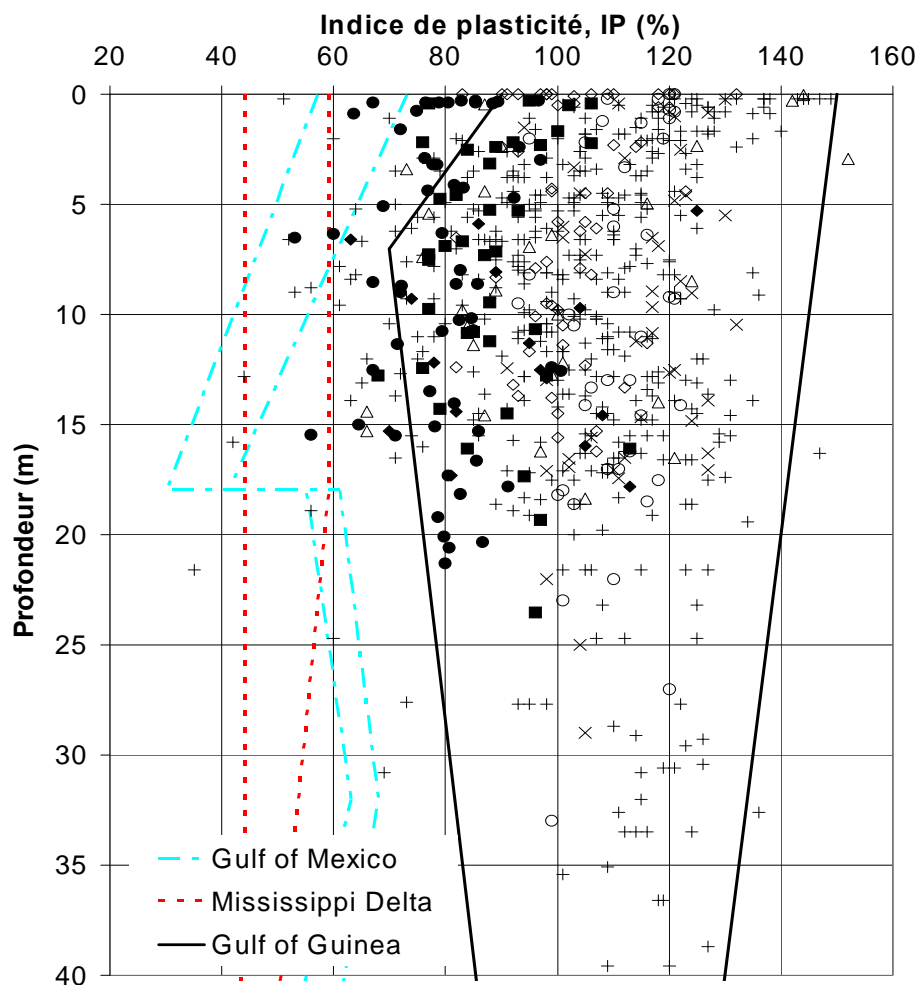


Figure II-3 Limite d'Atterberg des sédiments du Golfe de Guinée (Puech et al., 2004)



**Figure II-4** Indice de plasticité des sédiments marins (Puech et al., 2004)

Si on reporte ces valeurs de  $w_L$  et  $I_P$  dans le diagramme de Casagrande, les sédiments du Golfe de Guinée se situent à proximité de la ligne A, en général au-dessus de celle-ci, à la limite entre les argiles très plastiques non organiques et les silts très plastiques non organiques (Figure II-5).

En conséquence de la teneur en eau très élevée, les poids volumiques  $\gamma$  et les poids volumiques déjaugés  $\gamma'$  sont très faibles,  $1.25 - 1.4 \text{ Mg/m}^3$  et  $0.25 - 0.4 \text{ Mg/m}^3$  respectivement. Ces valeurs sont nettement inférieures à celles des sols du Golfe du Mexique.

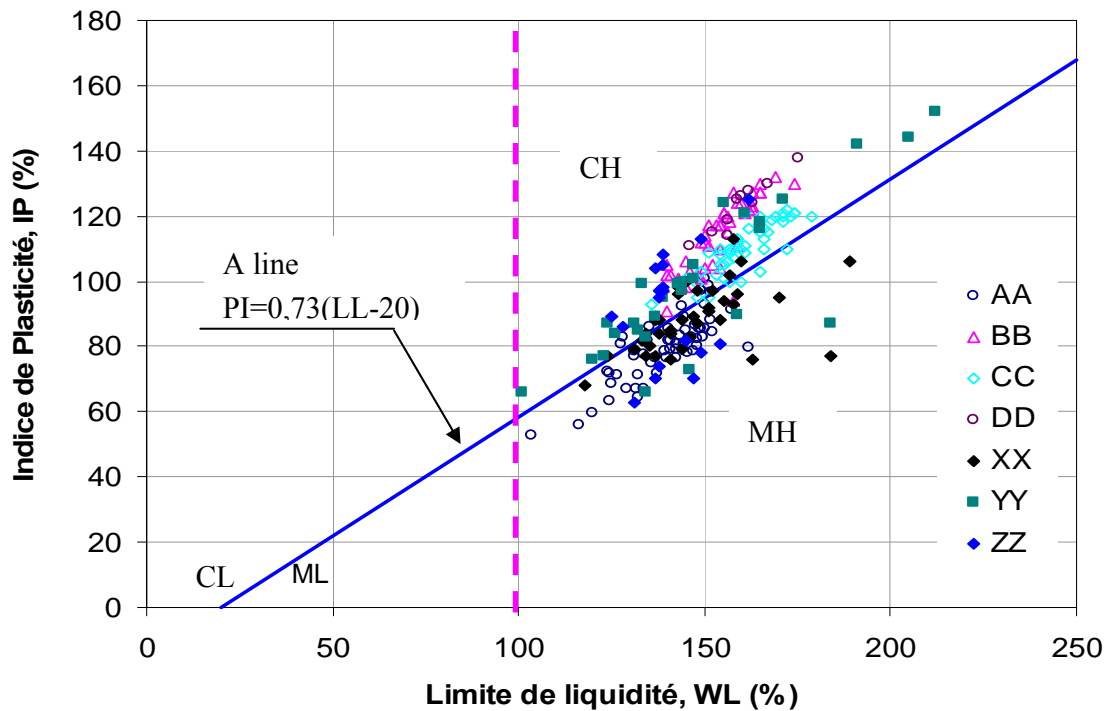


Figure II-5 Diagramme de Casagrande pour les sols du Golfe de Guinée (Puech et al., 2004)

### II.2.2. Masses volumiques des grains solides

Les masses volumiques des particules solides,  $\rho_s$ , ont été déterminées au pycnomètre et pour les sols du Golfe de Guinée, ces valeurs sont de 2.5 à 2.75 Mg/m<sup>3</sup>, avec une valeur moyenne de 2.65 Mg/m<sup>3</sup> (Puech et al., 2004). Ces valeurs sont proches de celles de la montmorillonite ( $\rho_s = 2.75 - 2.78$  Mg/m<sup>3</sup>) et de la kaolinite ( $\rho_s = 2.62 - 2.66$  Mg/m<sup>3</sup>), et nettement plus faibles que la valeur de l'illite ( $\rho_s = 2.84$  Mg/m<sup>3</sup>) (Lambe et Whitman, 1969).

### II.2.3. Teneur en matières organiques

Plusieurs méthodes ont été utilisées pour déterminer la teneur en matières organiques. Une méthode thermique a été utilisée par Fugro. La perte de poids obtenue par perte au feu (chauffage) est assimilée à la masse de la matière organique. La température recommandée est de 400°C, mais les laboratoires, dans la pratique, n'ont pas toujours respecté scrupuleusement ces températures.

Les teneurs en matière organique obtenues par cette méthode varient entre 10 à 20%, avec une valeur moyenne de 14 -15 %, ce qui classerait les sols comme sols à forte teneur en matières organiques.

Il est de plus en plus reconnu par les spécialistes que la mesure de la perte au feu n'est pas une procédure fiable pour déterminer la teneur en matières organiques. En effet l'eau de constitution des

minéraux argileux peut s'évaporer avant la température de 450°C, ce qui provoque une perte de poids.

Deux méthodes plus élaborées, méthodes Pollut-Eval et Kérogénatron, ont été utilisées à l'IFP pour déterminer la teneur en matière organique sur quelques échantillons de sédiments du Golfe de Guinée (Thomas *et al.*, 2005). Ici, on présente quelques résultats d'analyses sur les sédiments du bloc 17 du Golfe de Guinée.

La méthode Pollut-Eval, permettant de déterminer la teneur en carbone organique total ("Total Organic Carbon" ou TOC), s'effectue en deux étapes successives de pyrolyse et d'oxydation. En pyrolyse, l'échantillon de sol d'environ 100 mg est chauffé sous atmosphère inerte entre 90°C et 650°C à raison de 20°C/min. Les hydrocarbures éventuels sont quantifiés par un détecteur à ionisation de flamme pendant qu'un analyseur à infrarouge mesure en continu le CO et le CO<sub>2</sub> générés par le craquage de la matière organique. Durant la seconde phase, l'échantillon est chauffé sous air dans un four d'oxydation entre 350 et 850°C. Les mesures effectuées avec le Pollut-Eval, réalisées à l'IFP, montrent des valeurs assez homogènes de teneurs en carbone organique total (TOC) de l'ordre de 2 à 2.5 %.

La procédure Kérogénatron (série d'attaques acides et de rinçages à l'eau distillée) a été appliquée à l'IFP sur quelques échantillons afin d'extraire la matière organique sans perte ni altération. Les géochimistes pétroliers utilisent cette procédure pour séparer le kérogène (qui représente presque 90% de la matière organique) de la matrice de roche initiale. Toutes les opérations sont effectuées entre 60 et 70°C sous azote. D'après ces résultats, la teneur en matière organique dans les échantillons séchés à 100° varie entre 3 et 6 %, soit dans un rapport de 2 à 3 avec la teneur en TOC (Thomas *et al.*, 2005).

Les valeurs des teneurs en matières organiques obtenues par les méthodes chimiques sont de l'ordre de 3-6%, nettement plus faibles que les valeurs obtenues par la méthode perte au feu. Elles semblent plus vraisemblables.

#### **II.2.4. Teneur en carbonate**

Les teneurs en carbonates de quelques carottes du Golfe de Guinée ont été effectuées par Puech *et al.* (2004). Après avoir séché le sol à l'étuve à 105°C pendant 24 h, l'échantillon est attaqué par une solution d'acide chlorhydrique (HCl) pur et le volume de dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) dissipé en cours de réaction est mesuré. La teneur en carbonates est calculée à partir de valeurs étalonnées, faisant l'hypothèse que tous les carbonates dans les sols sont du carbonate de calcium (CaCO<sub>3</sub>).

Le profil de teneur en carbonate est présenté sur la Figure II-6; les valeurs sont généralement inférieures à 15%. On observe une grande variabilité dans les mesures qui ne permet pas de donner une tendance en fonction de la profondeur. Il faut noter que la masse d'échantillon testé est assez faible (< 1 gramme), et que la présence d'une coquille peut affecter fortement le résultat.

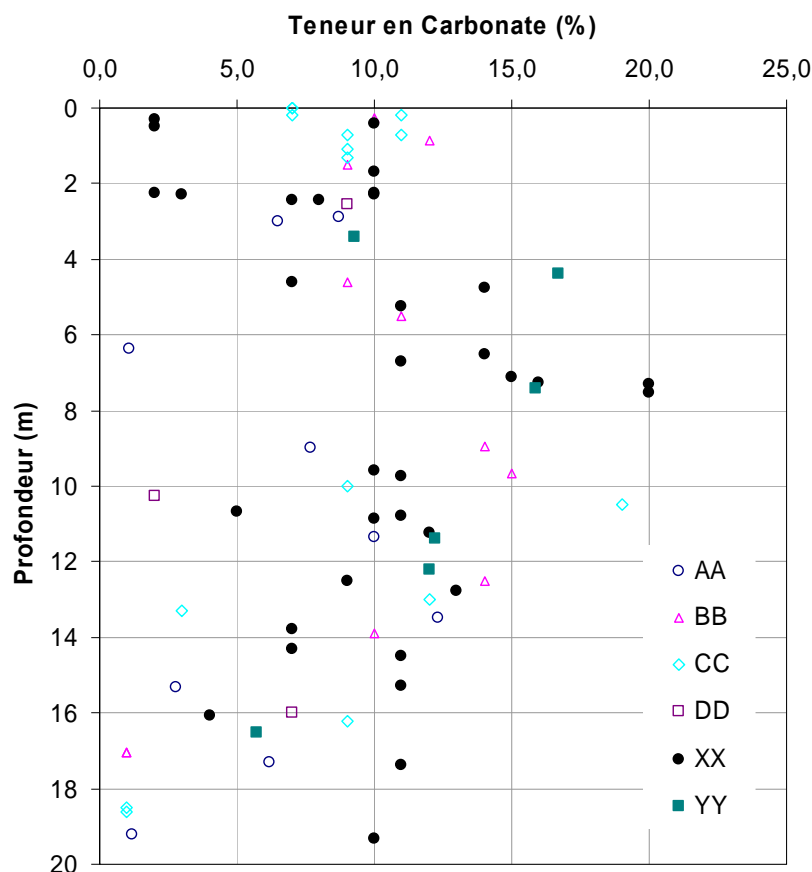
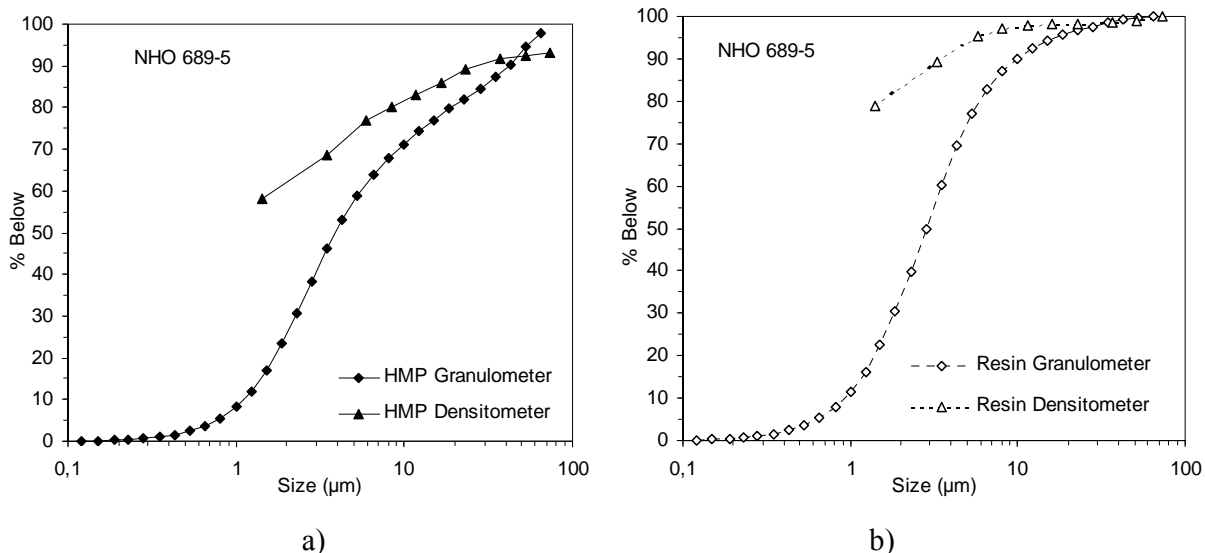


Figure II-6 Teneur en carbonate des sols du Golfe de Guinée (Puech et al., 2004)

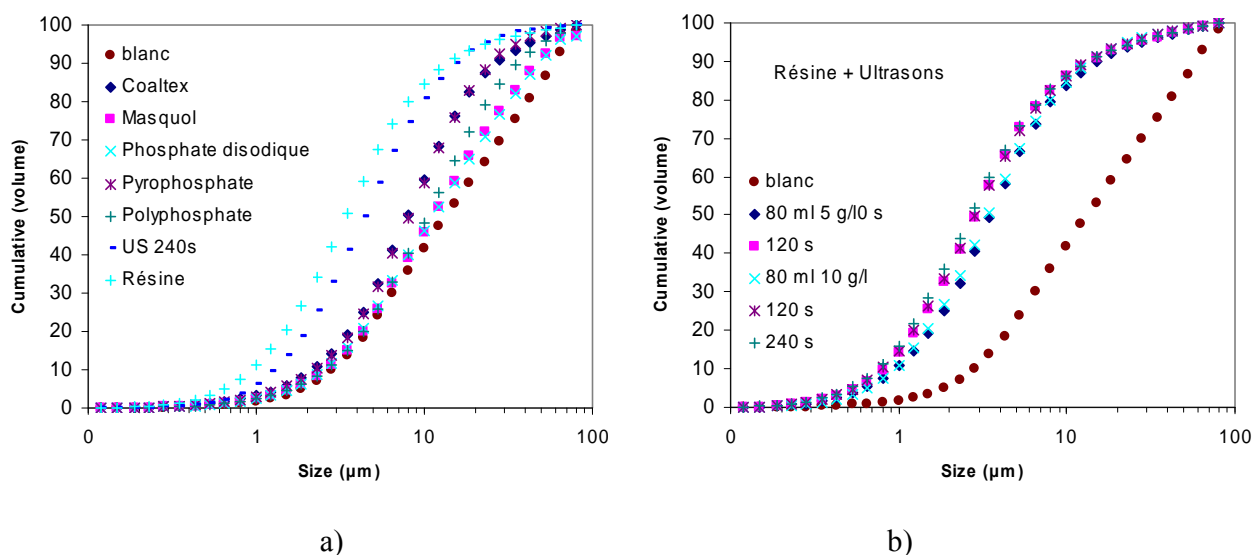
## II.2.5. Granulométrie

Les analyses granulométriques des sédiments étudiés par sédimentométrie avec l'agent dispersant le plus communément utilisé, l'hexamétaphosphate, ne donnent pas une distribution satisfaisante, à cause d'une mauvaise défloculation (Puech et al. 2004). Des analyses de granulométrie par sédimentométrie et par granulométrie laser (avec ultra sons ou non) ont été réalisées à l'IFP et au LEM sur quelques échantillons de sol du Golfe de Guinée (Thomas et al., 2004, 2005 et 2007).

Thomas et al. (2004, 2005 et 2007) ont testé divers agents de dispersion: phosphate disodique, pyrophosphate de Na, polyphosphonate, polyacrylate (Coatex), et résine échangeuse d'ions (Amberlite). L'effet de la méthode de dispersion et de la méthode de mesure, par sédimentométrie et par diffraction laser, est présenté sur les Figure II-7 et II-8. Les auteurs ont proposé une procédure spécifique combinant l'utilisation des ultrasons et de l'Amberlite, et cette méthode a donné une dispersion maximale. Selon ces analyses, les sédiments du Golfe de Guinée sont constitués de très fines particules (souvent plus que 80 % < 40  $\mu\text{m}$ ), avec une fraction argileuse (< 2  $\mu\text{m}$ ) est de moyenne 30-40 %.



**Figure II-7 Effet de méthode de dispersion et de méthode de mesure (sédimentométrie et diffraction par laser) : a) dispersion par hexamétaphosphate ; b) dispersion par résine échangeuse d'ions. (Thomas et al., 2007)**



**Figure II-8 L'effet de méthode de dispersion et d'utilisation d'ultrasons sur l'analyse granulométrique des sols du Golfe de Guinée : a) utilisation de plusieurs agents de dispersion; b) utilisation de résine couplée avec les ultrasons (Thomas et al., 2004).**

Skempton a défini l'activité du sol comme le rapport entre l'indice de plasticité,  $I_p$ , à la fraction argileuse (% fines < 2 microns) (cité par *Lambe et Whitman, 1969*). Pour les sols étudiés, l'activité est très forte (>1.5 - 2). En comparant ces résultats avec ceux obtenus sur quelques argiles de base, il semble que la présence d'une forte proportion de smectite soit nécessaire pour expliquer l'activité de ces sols (*Puech et al. 2004*) (Tableau II-1 et Figure II-9).

Tableau II-1 Propriétés de quelques argiles pures (Lambe et Whitman, 1969, et Mitchell, 1993)

Minéral argileux	w <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	Activité
Kaolinite	40-60	10-25	0.38
Illite	80-120	50-70	0.9
Na - montmorillonite	700	650	7.2
Autres montmorillonite	300-650	200-550	1.5
Sols grenus	<20	0	0

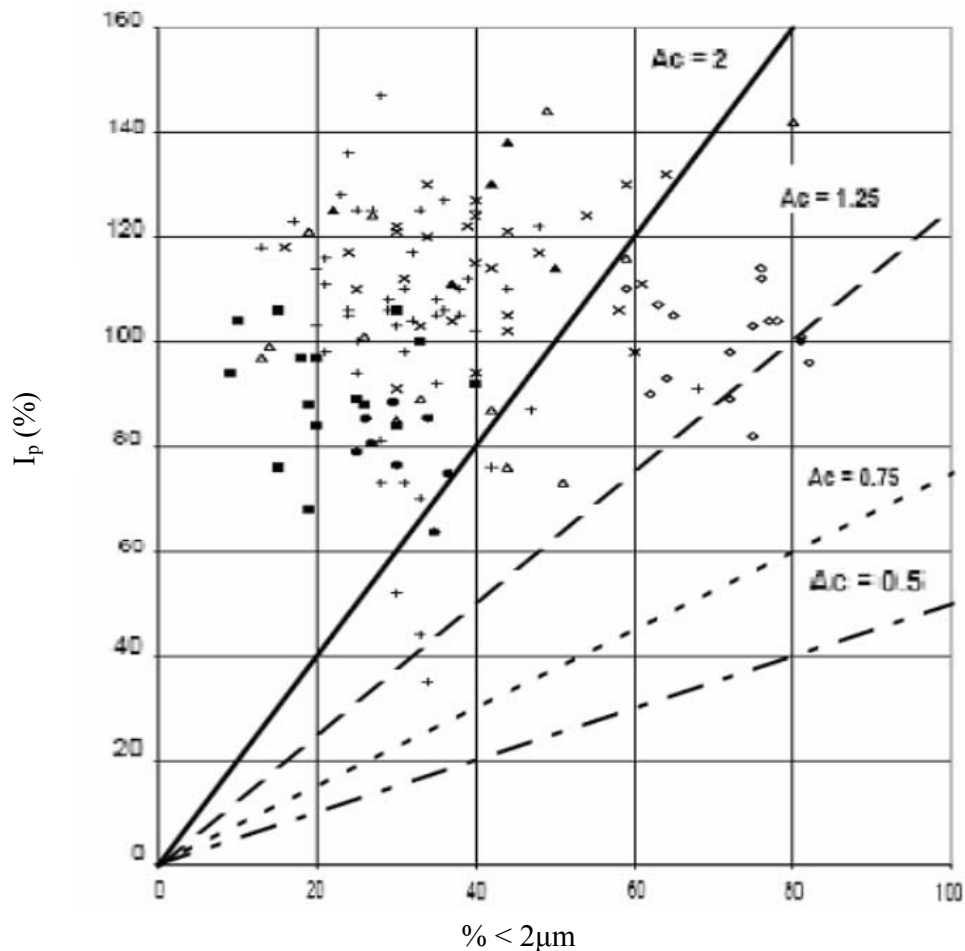


Figure II-9 Activité des sols du Golfe de Guinée au sens de Skempton. (Puech et al., 2004)

## II.2.6. Caractéristiques de rétention et retrait

Les mesures de rétention et de retrait ont été effectuées au CERMES/ENPC. Ces résultats décrivent le comportement des sédiments du Golfe de Guinée à l'état non saturé en termes d'échange air-eau. Bien que l'état non saturé ne soit pas représentatif des conditions in situ des sédiments, l'analyse des propriétés de rétention et de retrait peut apporter des informations sur la microstructure et la minéralogie de ces sols (De Gennaro et al., 2004).

L'étude de la rétention des sédiments a été effectuée en utilisant la méthode de la phase vapeur, qui permet le contrôle de la succion totale de l'échantillon par contrôle de l'hygrométrie (la température et l'humidité relative). En utilisant des solutions salines différentes, on arrive à contrôler la succion appliquée sur l'échantillon qui varie de 0.1 MPa à 24.9 MPa. Les courbes de rétention en drainage sur quelques échantillons des sédiments du Golfe de Guinée sont présentées sur la Figure II-10. Les allures des courbes sont typiques des sols argileux de forte plasticité (*Delage et Cui, 2000*).

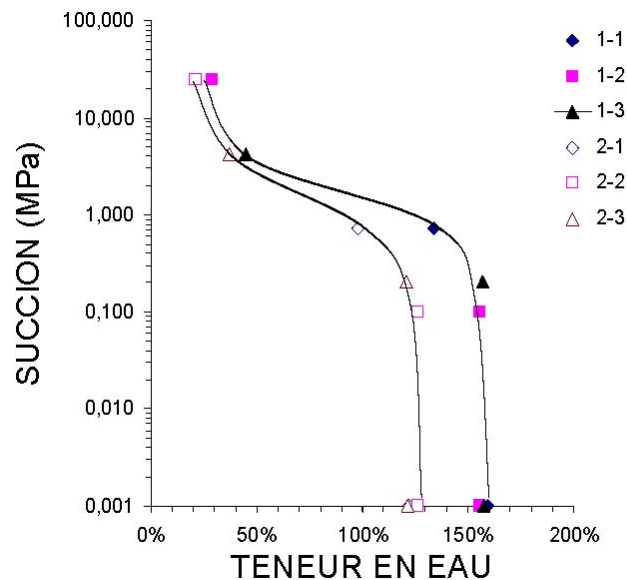


Figure II-10 Courbes de rétention des échantillons des sols du Golfe de Guinée (De Gennaro et al., 2004)

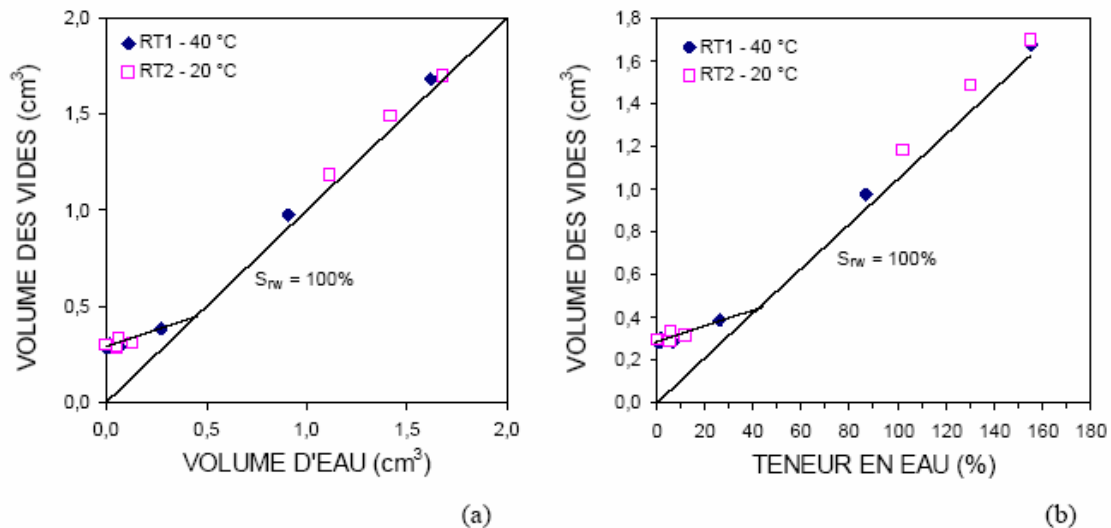


Figure II-11 Courbes de retrait des sols du Golfe de Guinée (De Gennaro et al., 2004): a) relation volume des vides – volume d'eau ; b) volume des vides - teneur en eau;

La mesure du retrait des sédiments du Golfe de Guinée a été obtenue sur deux échantillons. Au cours de l'essai, les échantillons sont pesés dans le mercure et les volumes des échantillons et les masses d'eau perdues ont été mesurées. L'expérience montre que les sédiments saturés se rétractent



initialement proportionnellement au volume d'eau perdu et l'état non saturé commence à une teneur en eau d'environ 45%, au point de changement de pente. A l'état non saturé, la réduction de volume du matériau en fonction de la teneur en eau est plus faible qu'à l'état saturé. La diminution de volume de l'échantillon à la phase non saturé est typique des montmorillonites, car elle n'est pas observée dans les kaolinites, où le retrait se fait à volume pratiquement constant (*Sitharam et al., 1995*, cité par *De Gennaro et al., 2004*).

## II.2.7. Teneur en sel du fluide interstitiel

La concentration en sel de l'eau interstitielle peut affecter grandement les propriétés physico chimiques des matériaux. Des analyses spécifiques, par des mesures de conductivité électrique, ont été réalisées au CERMES/ENPC pour quantifier la salinité de l'eau interstitielle des sédiments d'une carotte de BB. La concentration en sel est présentée sur la Figure II-12.

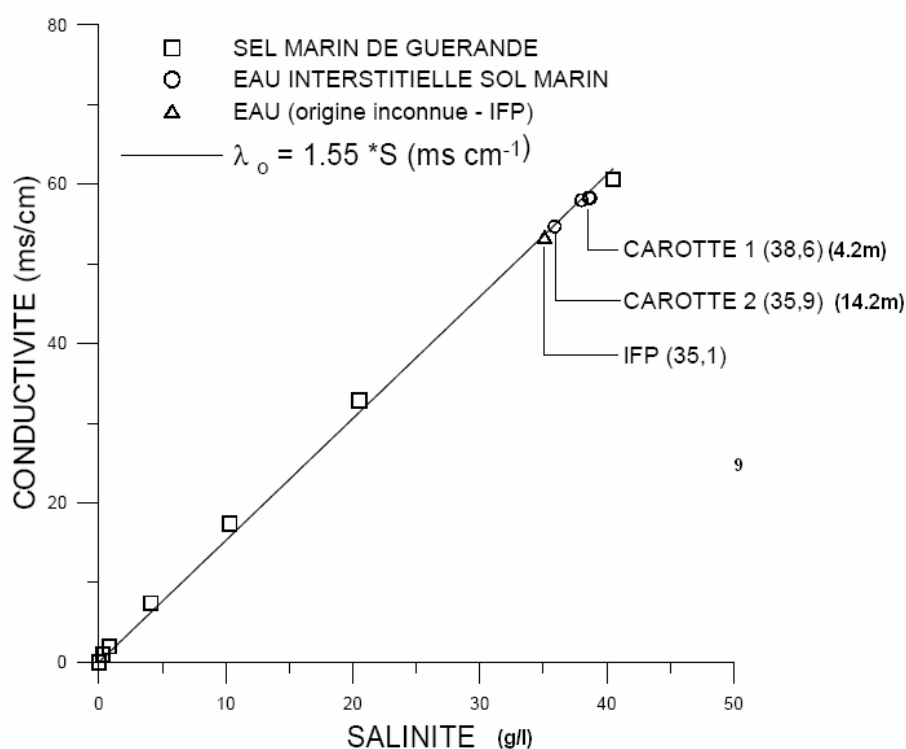


Figure II-12 Teneur en sel de l'eau interstitielle des carottes du Golfe de Guinée (*De Gennaro et al., 2004*)

Il est noté que les valeurs de salinité obtenues pour l'eau interstitielle sont égales à 38,6 g/l pour le sédiment de profondeur de 4.2 m et 35,9 g/l pour la profondeur de 14.2 m. Elles sont un peu plus élevées que les valeurs moyennes des eaux océaniques, comprises entre 34,60 et 35 g/l (*De Gennaro et al., 2004*).

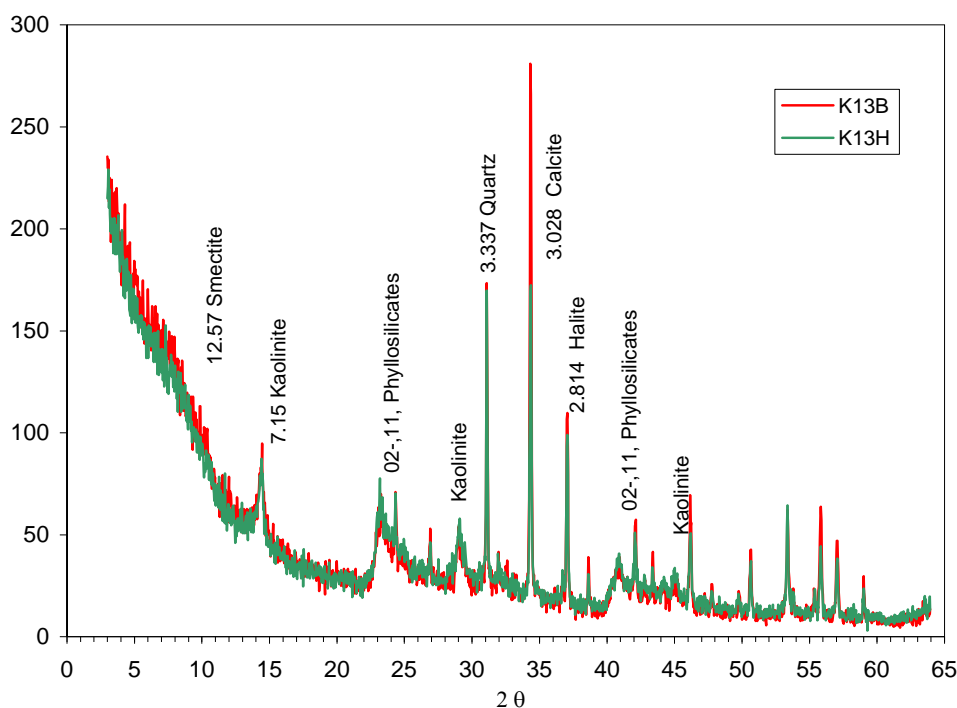
## II.2.8. Minéralogie des sols du Golfe de Guinée

On présente ici des résultats d'analyses minéralogiques obtenus par l'IFP et par le Laboratoire d'Environnement et de Minéralurgie LEM de l'ENSG Nancy effectués dans le cadre du projet CLAROM sur plusieurs échantillons de sol du Golfe de Guinée.

**Tableau II-2 Analyses minéralogiques sur les sols du Golfe de Guinée**

Laboratoire d'analyse	Echantillons	Nombre d'échantillons
IFP	site BB (profondeur 0.6 m - 4.1 m - 14.2 m)	3
	site YY (profondeur 4.8 m – 7.0 m – 11.0 m)	3
	Trois autres échantillons du Golfe de Guinée	3
LEM	site BB (profondeur 1 m – 3m)	2

Des plaquettes orientées sont réalisées à partir de la fraction argileuse et analysées par diffraction des rayons X (DRX). Plusieurs analyses ont été effectuées sur des échantillons bruts en poudre (fraction totale) (*Thomas et al., 2004*).



**Figure II-13 Diffractogramme X sur poudre des échantillons bruts du site BB de profondeur de 1m (K 13H) et de 3 m (K 13B) (*Thomas et al., 2004*)**

La Figure II-13 montre le diffractogramme X des deux échantillons de BB, bruts en poudre. Les phases cristallines détectées sont le quartz, la calcite, la halite (NaCl cristallisé) et des phyllosilicates. Parmi ces derniers la kaolinite est la plus abondante. Une ondulation vers 12,57 Å indique la présence possible de smectite (*Thomas et al., 2004*). Pour ce qui concerne les argiles, les diagrammes de poudre permettent de détecter de manière nette une argile d'espacement 7Å, et

beaucoup plus difficilement une argile à 15 Å. L'identification précise de ces argiles sera effectuée sur plaquettes orientées. Le carbonate de calcium apparaît le plus souvent et en quantité majoritaire sous forme de calcite  $\text{CaCO}_3$ . On voit apparaître parfois une autre forme cristallographique de  $\text{CaCO}_3$ , l'aragonite, qui entre dans la composition des coquilles d'organismes vivants. La muscovite est un mica, phase lamellaire d'espacement 10 Å, dont le diffractogramme ne se distingue de celui de l'illite que par la largeur de la raie principale. La distinction ne pourra donc se faire que sur les plaquettes orientées.

La fraction fine doit être mise en suspension dans l'eau. Si les sols contiennent des chlorures ou des carbonates, ceux-ci vont avoir tendance à faire flocculer les argiles. Les chlorures sont tout d'abord éliminés par des lavages répétés à l'eau permutée. Les carbonates sont éliminés par attaque acide douce (HCl dilué), en prenant soin de ne pas exposer le sédiment à un pH inférieur à 4, qui pourrait endommager les argiles. Si les sols contiennent de la matière organique, celle-ci va limiter leur mouillabilité. Elle est éliminée par oxydation douce à l'eau oxygénée (cette étape n'a pas été faite dans les travaux effectués au LEM). Enfin, la dispersion des argiles est améliorée si on échange les ions  $\text{Ca}^{++}$  des argiles par des ions  $\text{Na}^+$ . Selon le protocole mis au point au LEM, les suspensions d'argiles sont mises en contact avec une résine échangeuse d'ions, l'Amberlite.

**Tableau II-3 Tableau simplifié d'identification des argiles (Rebours, 2004)**

Type de traitement	Position des raies	Diagnostic
Plaquette brute	14-15 Å	Montmorillonite (Bentonite, Smectite) Chlorite Vermiculite
	10 Å	Illite et Micas
	7 Å	Kaolinite (001) Berthiérine raie (002) des argiles à 14 Å
	N.B. : On observe aussi des raies (001) d'ordre supérieur pour chacun des espacements type	
Plaquette glycolée	déplacement raie 14-15 Å vers 17-20 Å	Présence d'argiles gonflantes : Montmorillonite (Bentonite, Smectite)
Plaquette calcinée à 550°C	14 Å conservée	Chlorite (modification des intensités relatives)
	déplacement raie 14-15 Å vers 10 Å	Montmorillonite (Bentonite, Smectite) (voir test glycol) Vermiculite
	disparition raie 7 Å	Kaolinite
	conservation raie 7 Å	Berthiérine (pas de raie à 14 Å)
	"	Chlorite (si raie 14 Å garde sa position)

La suspension argileuse est pipetée après sédimentation des fractions grossières, déposée sur une plaque de verre et séchée à l'air ambiant. Au LEM, afin de mieux séparer les particules d'argile, on

a ajouté du chlorure de magnésium ( $MgCl_2$ ) dans la suspension et on fait ensuite une centrifugation. Les analyses en DRX sont réalisées successivement en trois étapes. Un premier diagramme (plaquette orientée "brute") est enregistré. La plaquette est ensuite mise en contact par vaporisation de l'éthylène glycol, qui va remplacer l'eau interfoliaire des argiles dites gonflantes. Un deuxième diffractogramme est réalisé (plaquette orientée glycolée). Enfin, la plaquette va être calcinée à  $550^\circ C$  (voire à  $350^\circ C$  puis à  $550^\circ C$ ), avant d'effectuer un dernier diffractogramme (plaquette orientée calcinée).

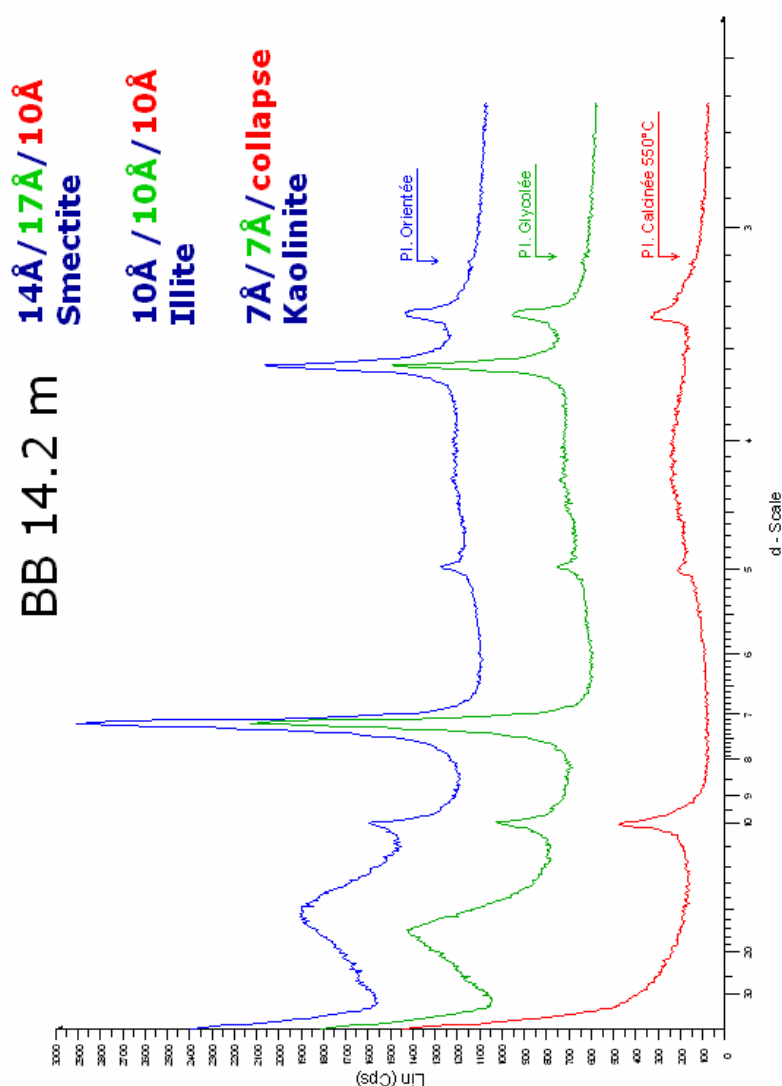


Figure II-14 Exemple d'une identification des argiles d'un échantillon de BB sur trois étapes : plaquette orientée brute – plaquette gonflée – plaquette calcinée à  $550^\circ C$  (Rebours, 2004)

Les diffractogrammes réalisés après les traitements successifs sont présentés sur la Figure II-14. Un pic autour de  $7\text{Å}$  (d) montre clairement la présence de kaolinite. La raie à  $10.0\text{Å}$  indique la présence d'illite. On remarque la disparition de la presque totalité du quartz. Le gonflement à l'éthylène - glycol affecte uniquement le pic de la smectite, dont l'équidistance passe de  $14/15\text{Å}$  à  $17\text{Å}$ . Le chauffage à  $550^\circ C$  provoque la transformation de toutes les argiles, hormis l'illite. Toutes ces mesures de diffraction X confirment clairement la présence d'une quantité importante de smectite dans ces échantillons de sols du Golfe de Guinée. Le diffractogramme de poudre ne révèle pas clairement cette phase en raison de la désorientation des cristaux.

Les diffractogrammes de plusieurs échantillons des sols en fonction de la profondeur sont présentés sur la Figure II-15. Les courbes sont très similaires avec des pics marqués pour les minéraux comme la kaolinite, l'illite et la smectite. Il semble que les composantes minérales principales des sédiments du Golfe de Guinée ne changent pas en fonction de la profondeur.

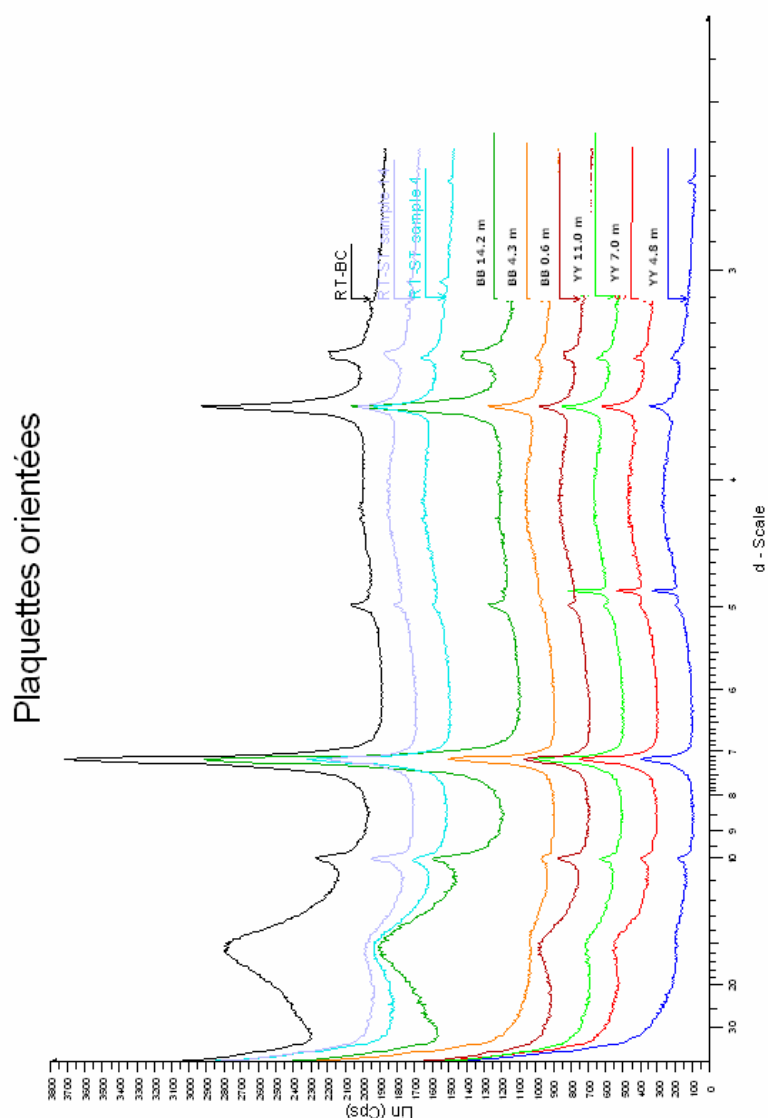


Figure II-15 DRX sur plusieurs échantillons des sols du Golfe de Guinée: étape 1 plaques orientées brutes (Rebours, 2004)

On peut tirer quelques résultats semi quantitatifs des analyses détaillées effectuées au LEM et à l'IFP. La diffraction des rayons X montre clairement l'existence de trois familles d'argile : smectite (montmorillonite) qui est dominante, kaolinite en quantité importante et illite minoritaire. Le quartz est identifié par DRX sur les échantillons bruts en poudre avec une proportion estimée à 15-20%. Les minéraux secondaires significatifs sont la calcite, qui représente moins de 10 %, et la pyrite, décelée par DRX et par microscopie électronique à balayage (MEB), présente à l'échelle de quelques pourcents (Thomas *et al.*, 2004).

### II.2.9. Résistance au cisaillement et sensibilité

La résistance au cisaillement des sols du Golfe de Guinée a été déterminée à partir d'essais in situ (pénétromètre CPTU et scissomètre in situ VST) et d'essais de laboratoire (scissomètre de laboratoire, cisaillement simple, et essais triaxiaux).

#### II.2.9.1. Données in situ

Au cours des campagnes de reconnaissance des sols de grands fonds, Fugro France a effectué plusieurs essais au piézocone CPTU et cisaillement in situ VST sur plusieurs sites. Les essais au piézocone (CPTU) fournissent des profils continus de résistance de pointe nette,  $q_n$ , de frottement sur manchon, et de surpression interstitielle  $\Delta u$ . Au delà de deux mètres de pénétration, les résistances de pointe nettes croissent quasi linéairement avec la profondeur. Sur les deux premiers mètres de pénétration, on a distingué deux types de profils rencontrés dans le Golfe de Guinée:

- soit une variation linéaire comme le profil **B** au dessous. De tels profils sont rencontrés sur des sites moins profonds comme YY (700 m d'eau) par exemple,
- soit une présence d'un pic de résistance de pointe nette  $q_n$ , qui se situe souvent dans le premier mètre de pénétration. De tels profils sont rencontrés sur les sites de profondeur d'eau assez élevée ( $> 1200$  m) comme AA ou BB par exemple (voir la Figure II-16). Le pic peut atteindre des valeurs de  $q_n$  de l'ordre 200 kPa.

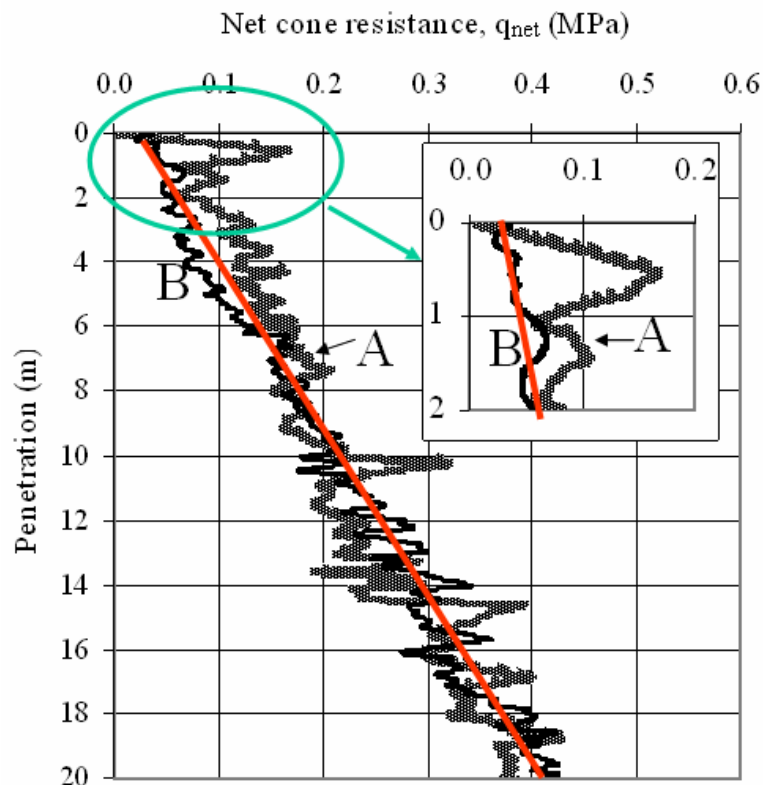


Figure II-16 Profils de la résistance de pointe nette des sédiments du Golfe de Guinée. Site A avec pic, site B sans pic (Puech et al., 2005)

*Borel et al.* (2005) ont montré que ce pic ne correspondait pas à un artefact de mesure. Plusieurs carottes d'excellente qualité prélevées au box-corer (de dimensions 50 x 50 x 50 cm) confirment la présence d'un pic en subsurface. Ce pic de résistance de pointe en surface ne semble pas exister sur les sédiments du Golfe du Mexique et du delta du Mississippi, mais des pics très similaires ont été observés sur plusieurs sites grands fonds, par exemple:

- sédiments sous 600 m d'eau en Méditerranée (cité par *Puech et al.*, 2004),
- sédiments au large de Venezuela de 2000-2500 m d'eau (*Richardson et al.*, 1985 ; *Briggs et al.*, 1985),
- sédiments de la pente de Nouvelle Ecosse avec profondeur d'eau de 1350-1500 m (*Cochonat et al.*, 1990),
- sédiments au large de Brest d'après d'une campagne de reconnaissance effectué par Ifremer, à une profondeur d'eau d'environ 2150 m (*Meunier*, 2006).

Les profils de résistance au cisaillement non drainé  $C_{uv}$  déterminés au scissomètre in situ (VST-Vane Shear Test) sont nettement linéaires en fonction de la profondeur, avec des gradients de cohésion compris entre 1.0 et 2.0 kPa/m. Le coefficient  $Nk_v$ , permettant de passer de la résistance de pointe  $q_n$  à la résistance au cisaillement non-drainé ( $q_n = Nk_v.Cu_v$ ) peut être déduit à partir des données in situ. Il est compris entre 9 et 16, avec une valeur moyenne de 13.

#### **II.2.9.2. Données au laboratoire**

Plusieurs essais pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé ont été effectués: scissomètre de laboratoire, fall cone, cisaillement direct DSS (Direct Simple Shear), triaxial non consolidé - non drainé UU, triaxial consolidé – non drainé isotrope CIU et anisotrope CAU, en compression CAU<sub>c</sub> et aussi en extension CAU<sub>e</sub>.

Les résultats d'essais triaxiaux CIU et CAU, scissomètres au laboratoire, DSS sont montrés sur la Figure II-17-b (*Pons*, 2003). Ces valeurs de résistance au cisaillement du sol sont en général très faibles en surface (< 5 kPa) et elles sont croissantes avec la profondeur pour atteindre des valeurs de l'ordre 20 - 40 kPa à 20 mètres.

Les valeurs de résistance au cisaillement obtenues sont assez homogènes entre les différents types de mesure pour les sols en surface et les sols de profondeur de moins de 10 mètres. La dispersion devient plus importante avec les sols de 15 à 20 mètres.

D'après *Puech et al.* (2004), l'essai de cisaillement direct DSS est bien adapté pour les mesures de résistance au cisaillement des sols grands fonds marins de faibles niveaux de contraintes de confinement, surtout pour les premiers mètres sous la surface. Les valeurs des mesures de type DSS obtenues sont généralement homogènes et en bon accord avec des valeurs de la résistance au cisaillement mesurée in situ (Figure II-17-a).

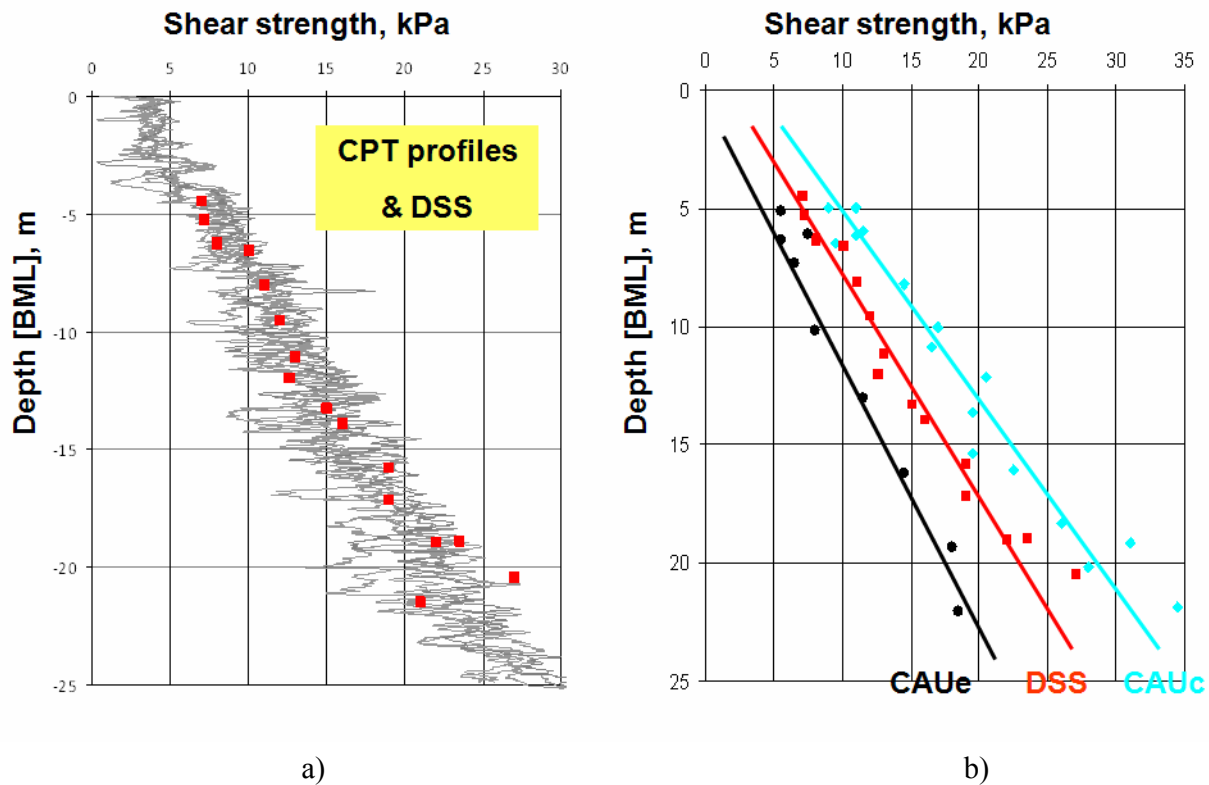


Figure II-17 Résistance au cisaillement du sol mesuré in situ et au laboratoire (données Fugro 2008):

a) CPT avec DSS;

b) plusieurs mesures de laboratoire;

### II.2.9.3. Sensibilité

La sensibilité  $S_t$  des argiles est définie comme le rapport entre la résistance au cisaillement non drainé mesurée sur un échantillon intact et celle mesurée sur un échantillon remanié ayant la même teneur en eau (Terzaghi, 1944, cité par Mitchell, 1993):

$$S_t = \frac{C_{u,i}}{C_{u,r}} \text{ dont } C_{u,i} \text{ et } C_{u,r} \text{ sont les résistances au cisaillement des sols intact et remanié respectivement.}$$

La Figure II-18-a montre les profils de résistance au cisaillement des sols intacts et remaniés du Golfe de Guinée en fonction de la profondeur. Les sols remaniés ont des valeurs de résistance très faibles, de l'ordre de 1-2 kPa en surface et elles croissent légèrement avec la profondeur pour atteindre des valeurs de 5-10 kPa à 18-20 mètres.

D'après plusieurs résultats effectués par Fugro, les valeurs de sensibilité sont fortement dépendantes du type d'essais. Les résultats tirés à partir d'essais de scissomètre in situ, d'essais triaxiaux, d'essais de scissomètre de laboratoire ne sont pas homogènes. En général, les sensibilités de sols de Golfe de Guinée sont typiquement comprises entre 2 et 6 avec une valeur moyenne de 3.0-4.0.



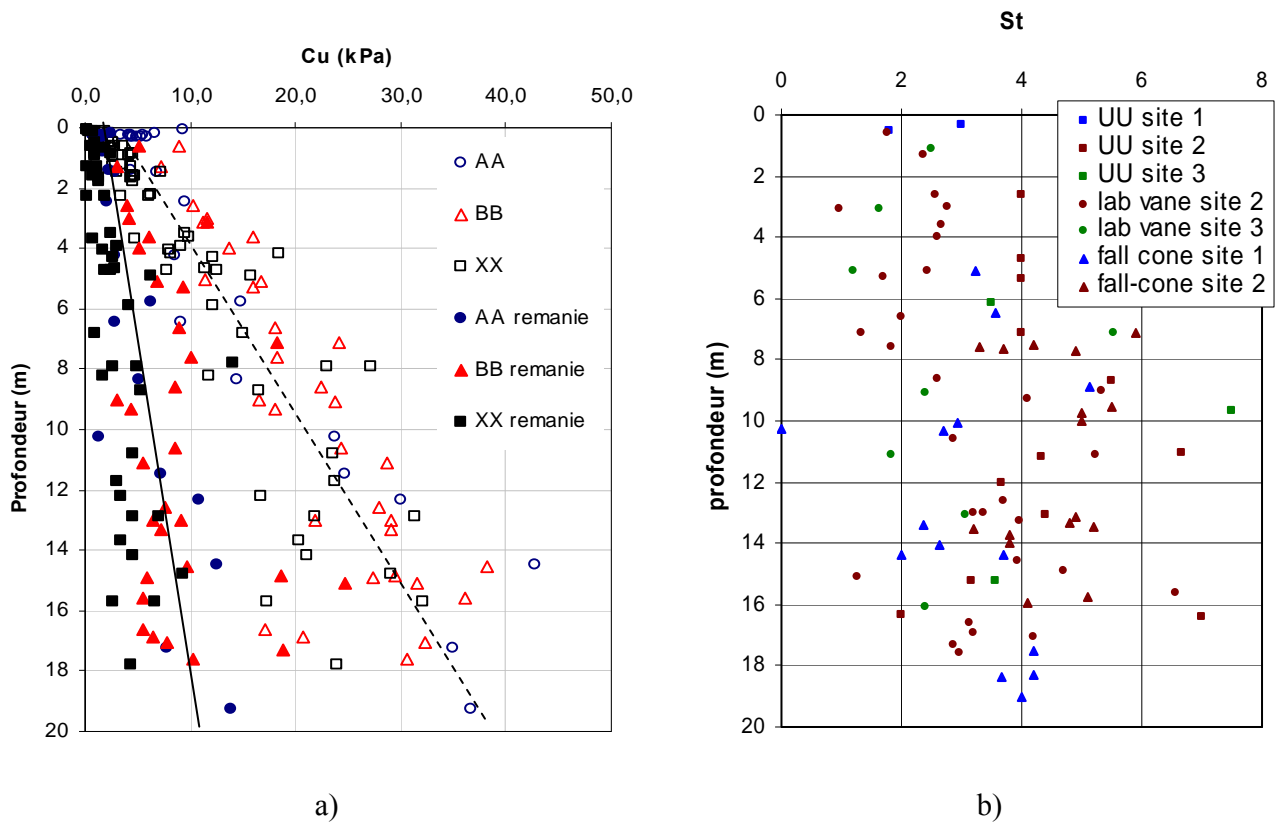


Figure II-18 a) Résistance au cisaillement des sols intacts (comme AA) et remaniés (comme AA r) du Golfe de Guinée (Puech et al., 2004)

b) Sensibilité des sols de Golfe du Guinée en fonction de profondeur (données de Fugro, citées par Pons, 2003)

## **II.3. ETUDE EXPERIMENTALE: CARACTERISATION GENERALE DU SOL DU SITE BB DU BLOC 17**

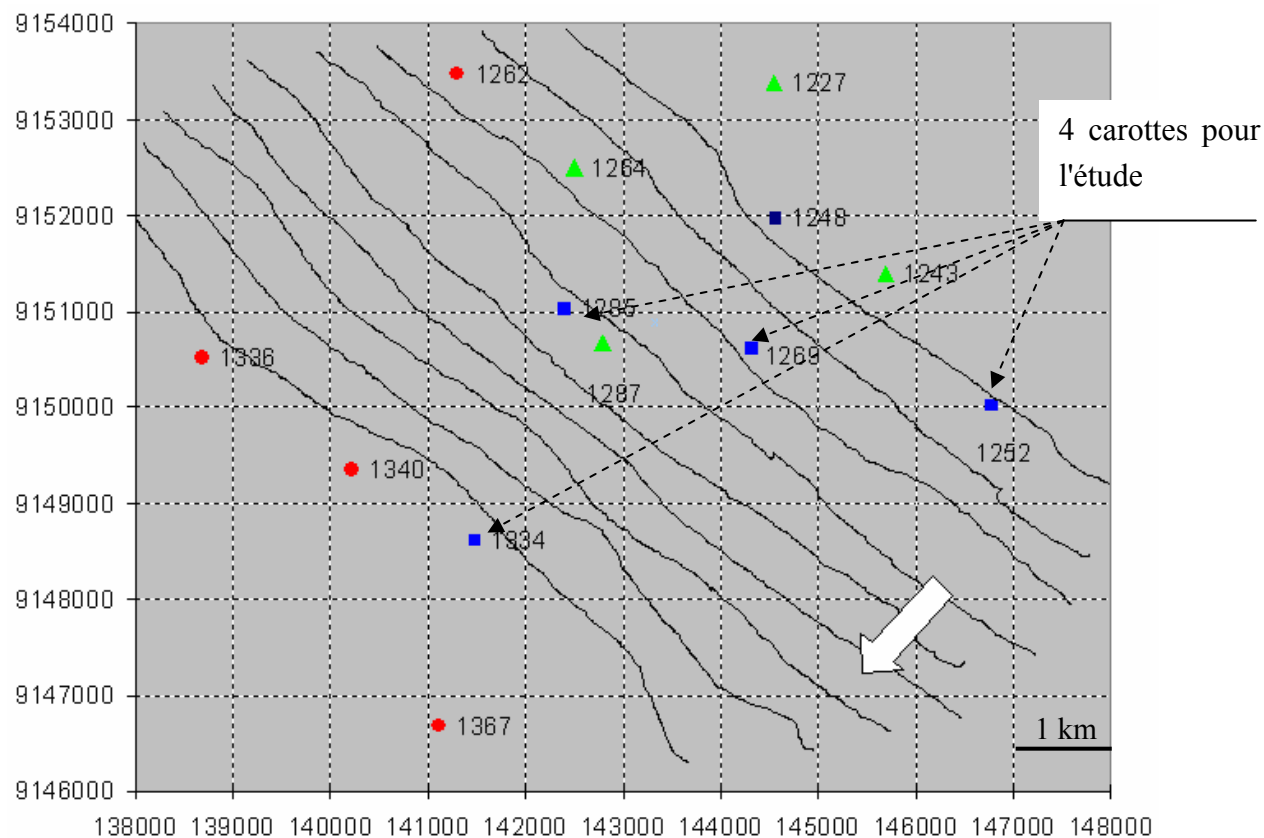
### **II.3.1. Introduction**

La première partie expérimentale de la thèse consiste à déterminer les caractéristiques générales des sédiments provenant d'un champ pétrolier dans le bloc 17 du Golfe de Guinée. Cette phase d'étude avait pour objectif de déceler une variation éventuelle de nature du sol dans les premiers mètres où se trouve le pic. Dans ce volet expérimental, on va caractériser les sols par des mesures d'identification (teneur en eau, limites d'Atterberg, teneur en carbonate), par des mesures d'activité colloïdale et de surface spécifique (valeur au bleu de méthylène), par des observations microstructurales (Microscopie Électronique à Balayage et Porosimétrie au Mercure) ainsi que par des mesures au rhéomètre pour les caractéristiques de thixotropie du sol.

Ces mesures ont été effectuées sur les carottes de sol mises à disposition de l'IFP par Total. Il s'agit de quatre carottes prélevées au carottier STACOR<sup>®</sup> de longueur d'environ 20 mètres chacune. Les quatre carottes ont été prélevées sur le champ BB en 2003, par des profondeurs d'eau variant entre 1 250 et 1 400 m. Les résultats des mesures in situ à proximité (CPTu, VST) ont également été fournis.

### **II.3.2. Zone d'étude et les carottes STACOR<sup>®</sup> des sols**

Dans la zone centrale du bloc 17 au large de l'Angola où sont situés les champs pétroliers de BB, CC et DD, le fond de la mer s'incline doucement vers le Sud-Ouest, avec un angle d'environ 1.2°, et les sols sont généralement homogènes et uniformes. L'épaisseur des sédiments argileux en place a été évaluée à environ 300 mètres. La Figure II-19 montre la zone de prélèvement des carottes. Cette image montre une zone assez régulière avec des lignes bathymétriques quasi-parallèles. La distance entre les positions de prélèvement est de quelques kilomètres.



**Figure II-19** Zone de prélèvement des carottes (la profondeur d'eau est notée pour chaque carotte) (image de Total)

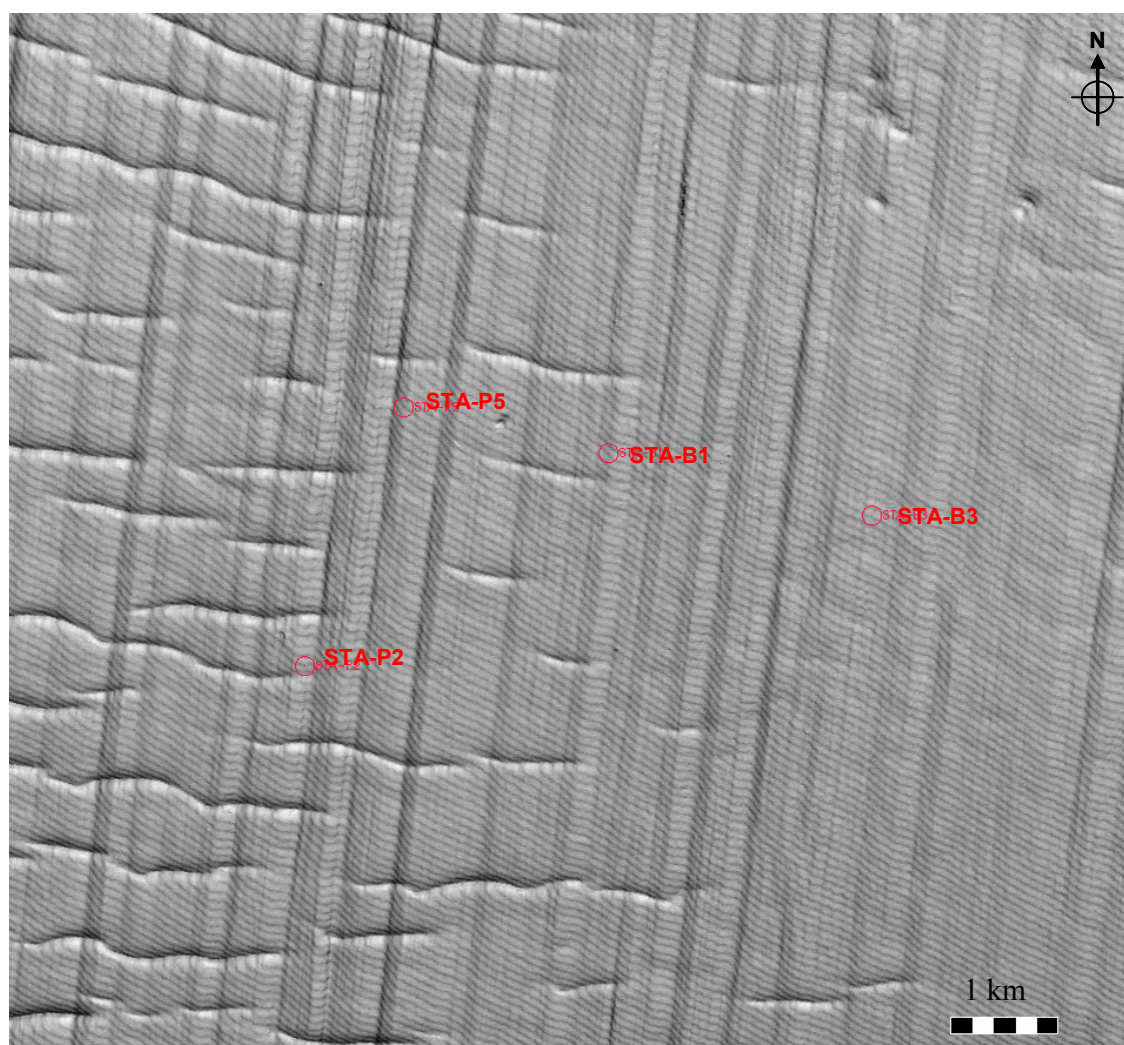


Figure II-20 Image sismique de la zone d'étude (image de Total)

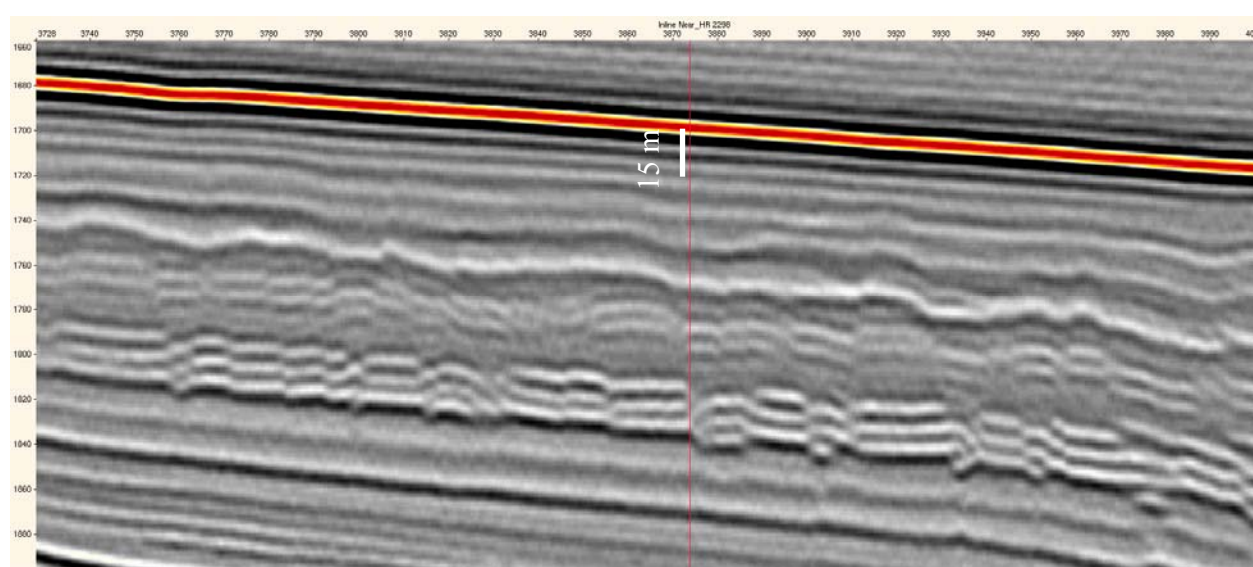


Figure II-21 Coupe sismique au droit du sondage STA B1 (image de Total)

Les images sismiques obtenues dans cette zone sont présentées sur les Figure II-20 et Figure II-21. En surface, on constate des rides plus ou moins parallèles et non perpendiculaires à la pente bathymétrique. Il n'y a pas de géohazards majeurs dans cette zone (pockmarks, hydrates de gaz, volcans de boue, diapirisme ou hardgrounds...); ces rides pourraient être des traces d'hydrofracturation. La résolution de la sismique 3D est trop faible pour fournir des informations sur les vingt premiers mètres de profondeur. Les réflecteurs dans cette zone sont assez parallèles et il faut descendre vers 30-40 m de profondeur pour trouver une formation "hachée-faillée" assez caractéristique des sédiments du Golfe de Guinée (Gay, 2002), expression de la compaction et de l'expulsion des fluides interstitiels.

De plus, les études géophysiques et géologiques plus poussées menées par TOTAL ont permis de conclure que les sédiments rencontrés se trouvent dans des zones stables à morphologie simple et uniforme. On note que sur de telles zones:

- les données géophysiques indiquent la présence de sédiments mous globalement homogènes sur des épaisseurs de plusieurs dizaines de mètres,
- pas de glissement majeur du terrain.

Les carottes STACOR® fournies par Total ont un diamètre extérieur de 120 mm, et un diamètre intérieur de 100 mm. Elles sont découpées en tronçons d'environ 1 mètre de longueur. La longueur totale des carottes représente environ 40 m. Les tronçons sont conservés dans des tubes en PVC paraffinés deux cotés. Ces carottes sont conservées dans une salle climatisée à la température de  $20 \pm 1$  °C. La température des sols en place au fonds de la mer est d'environ 4 – 5°C.



**Figure II-22 Les carottes STACOR® dans le laboratoire de l'IFP**

Les tronçons de carotte de sol de 1 mètre de longueur doivent être découpés en petits tronçons de longueur de 20 - 25 cm pour effectuer les mesures en laboratoire. Les carottes ont été coupées par une scie à métaux. La Figure II-23 présente l'état du sol dans une carotte après section.





**Figure II-23 Sédiments marins naturels du site BB du Golfe de Guinée**

L'opération de coupe des carottes est menée avec soin afin de ne pas remanier les argiles. Une fois la carotte coupée, le sol récupéré et la mesure effectuée, le reste de la carotte doit être paraffiné et couvert rapidement pour éviter toute perte d'eau (Figure II-24).



**Figure II-24 Les tronçons de carotte coupée pour les mesures en laboratoire**

### **II.3.3. Teneur en eau et limites d'Atterberg**

Les teneurs en eau des échantillons de sol ont été déterminées à partir de leur perte en poids après passage en étuve pendant 24h à 105°C selon la norme NF P-94-050. Les teneurs en eau trouvées sont très élevées en surface, d'environ 160%, et la teneur en eau décroît avec la profondeur comme attendu, avec des valeurs de l'ordre 120 – 130 % à 10 mètres de profondeur. Ces valeurs sont en bon accord avec les données de Fugro mesurées sur les sédiments juste après le prélèvement, ce qui montre une bonne conservation des carottes dans le laboratoire pendant plus de trois ans.

Les limites d'Atterberg des sols ont été déterminées selon la norme NF P-94-051. Les profils sont présentés sur la Figure II-25. Il faut noter que les essais nécessitent le malaxage du sol avec de

l'eau. Les limites d'Atterberg ont été obtenues en utilisant de l'eau déminéralisée et non de l'eau salée à même salinité.

L'eau interstitielle dans le sédiment contient une teneur en sel d'environ 36 g/l. Cette teneur influe sur la détermination des teneurs en eau car le sel reste piégé dans la matrice sèche. *Kay et al.* (2005) ont proposé des formules corrigées pour tenir en compte de cette quantité de sel. L'eau interstitielle contient d'autres éléments en suspension. Lorsqu'on fait chauffer à 105°C pendant 24 h de l'eau interstitielle extraite du sol, on trouve des valeurs de 50g/l. La correction serait donc plus importante. Cependant les laboratoires géotechniques ne font pas cette correction et les valeurs de teneur en eau qui sont données sont des valeurs correspondant à la norme en vigueur. La correction de la teneur en eau et les limites d'Atterberg a été réalisée avec une salinité déterminée d'après les formules suivantes (*Kay et al.*, 2005):

$$w^* = \frac{w}{1 - r - rw}$$

$$w_L^* = \frac{w_L}{1 - r_L - r_L w_L} \quad (II-1)$$

$$w_P^* = \frac{w_P}{1 - r - rw_P}$$

avec :

$w, w_L, w_P$  : teneur en eau, limite de plasticité, limite de liquidité avant la correction;

$r$  : salinité (= masse du sel/masse du fluide);

$r_L$  : salinité à limite de liquidité;

$w^*, w_L^*, w_P^*$  : teneur en eau, limite de plasticité, limite de liquidité corrigées;

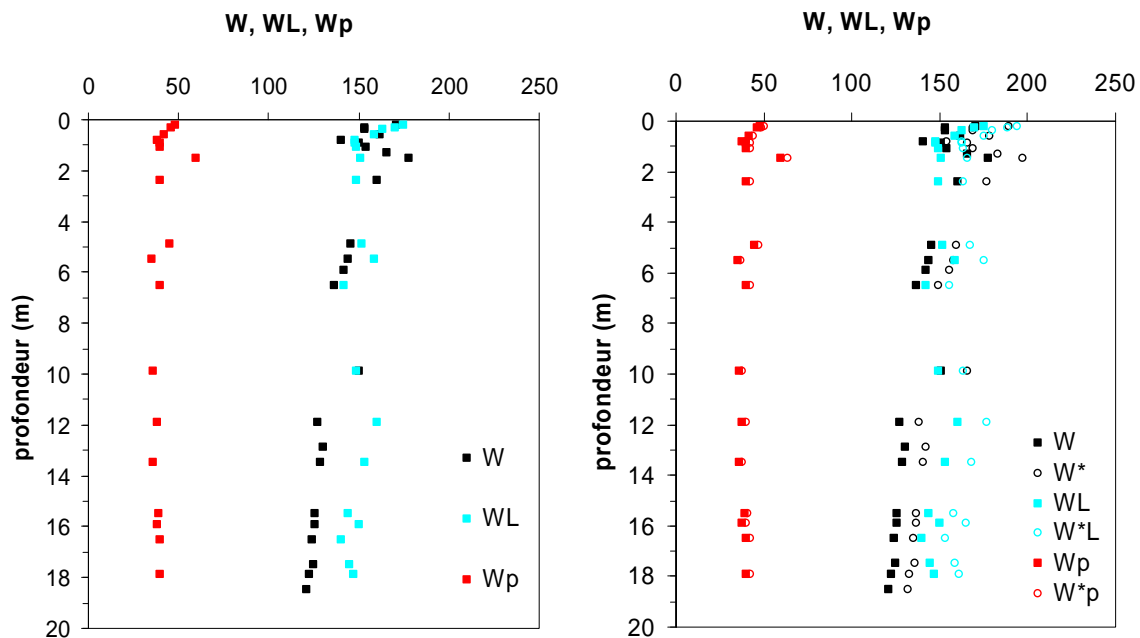


Figure II-25 Teneur en eau et limites d'Atterberg du sol du site BB

La différence entre les valeurs non corrigées et les valeurs corrigées selon *Kay et al.* (2005) peuvent atteindre de 20 - 25 % pour les valeurs de la teneur en eau ou de la limite de liquidité, et elle est assez faible (<10 %) pour les limites de plasticité.

Le sol de BB est classé comme une "argile non organique à forte plasticité" d'après l'abaque de plasticité de Casagrande (Figure II-26).

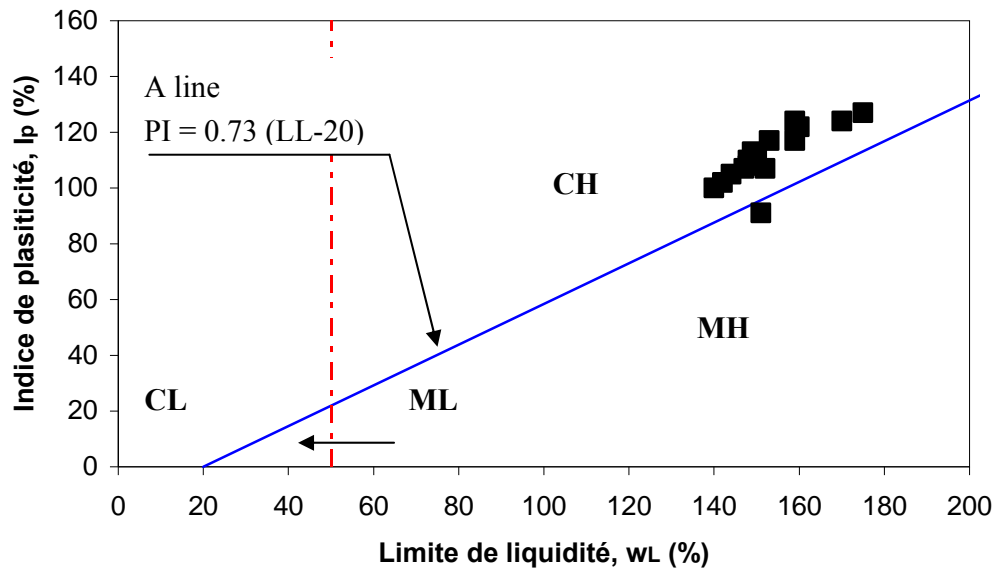


Figure II-26 Diagramme de Casagrande pour les sols du site de BB

#### II.3.4. Teneur en carbonate

L'essai consiste à déterminer le volume de  $\text{CO}_2$  dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique (HCl) sur une masse d'échantillon de sol connu (selon la norme NF P 94-048). Les mesures ont été effectuées dans une salle climatisée à une température constante de 20 ° C.

Après un séchage préalable à l'étuve à 105° C, le sol est broyé dans un mortier afin d'obtenir une poudre passant en totalité à travers un tamis de maille inférieure de 400  $\mu\text{m}$ . Ensuite le sol est séché à une température de 105°C pendant 24 h.

La Figure II-27 présente le dispositif expérimental utilisé pour les mesures. Le calcimètre Dietrich Fruhling se compose:

- d'un flacon à réaction où l'on met en contact le sol et l'acide HCl pur,
- d'un système de réfrigérant (par de l'eau à température ambiante),
- d'un système de mesure du volume de  $\text{CO}_2$  dégagé.





**Figure II-27 Dispositif de calcimètre Dietrich Fruhling**

Le système d'essai a été étalonné sur des échantillons purs de  $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  et  $\text{K}_2\text{CO}_3$  (99.5 – 99.9%). Pour chaque mesure, la masse du sol prélevé est d'environ 1.5 - 2.5g. La Figure II-28 présente le profil de teneur en carbonate mesurée sur une carotte de sol du champ BB. Les sols étudiés contiennent entre 5 et 15 % de carbonate. Dans les deux premiers mètres de subsurface, les valeurs sont assez dispersées ; elles décroissent ensuite légèrement avec la profondeur. Ce profil est assez cohérent avec les mesures effectuées par Fugro, qui ont montré une faible teneur en  $\text{CaCO}_3$  dans les sédiments de 15 - 20 mètres de profondeur (voir II.1.4).

En général, les études géologiques supposent que le carbonate dans les sédiments marins grands fonds serait relié à la vitesse de sédimentation et à l'âge des sédiments. Plus la vitesse de sédimentation est lente, plus la teneur en carbonate est faible. Un sédiment profond (1000 m d'eau) au large de l'Angola a été étudié par *Giresse et al.* (1982), il présente une très faible teneur en carbonate dans les premiers mètres, ce qui correspond à une sédimentation lente (5-20 cm/1000 ans) à la fin de Holocène (les derniers 10000 – 15000 ans).

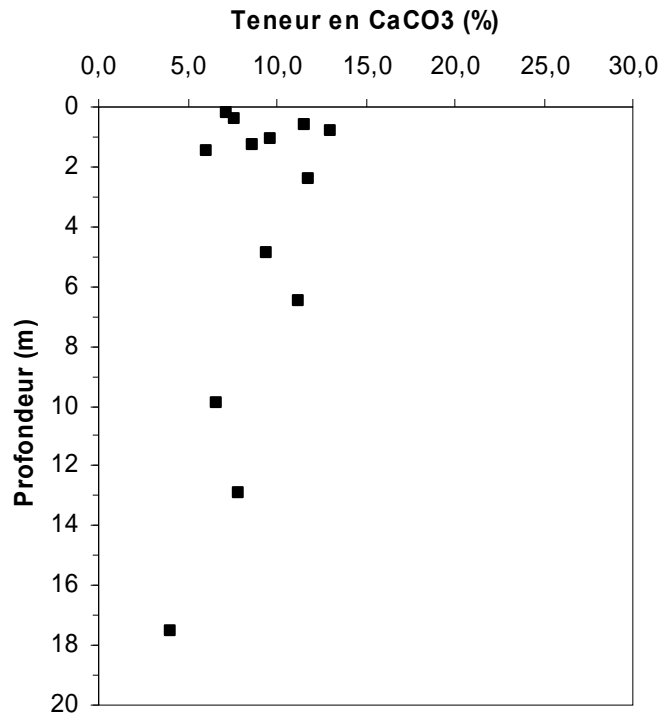


Figure II-28 Teneur en carbonate d'une carotte de BB du Golfe de Guinée

### II.3.5. Surface spécifique : Mesures de la valeur de bleu de méthylène

La capacité d'échange en cation est une caractéristique importante qui influence les propriétés hydriques, physiques et mécaniques des sols. Elle est directement liée à la surface spécifique. Pour les ingénieurs géotechniciens, la surface spécifique des sols est un critère pertinent pour apprécier les propriétés et le comportement des sols.

Il existe diverses méthodes pour mesurer la surface spécifique du sol. On peut citer les méthodes d'adsorption d'azote, ou d'EGME (Ethylène Glycol Monoéthyle Ether), et d'adsorption moléculaire dans une suspension aqueuse (comme une solution de Bleu de Méthylène).

L'essai au bleu de méthylène consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les particules d'argile. Elle est directement liée à la surface spécifique des particules.

La valeur de bleu  $V_B$  ou quantité de bleu de méthylène adsorbée par 100 g de sol placé en solution aqueuse s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de la fraction 0/50 mm du sol étudié (NF P 94-068).

Le principe de l'essai consiste à introduire dans une suspension argileuse des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives, jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Le dispositif de mesure comporte:

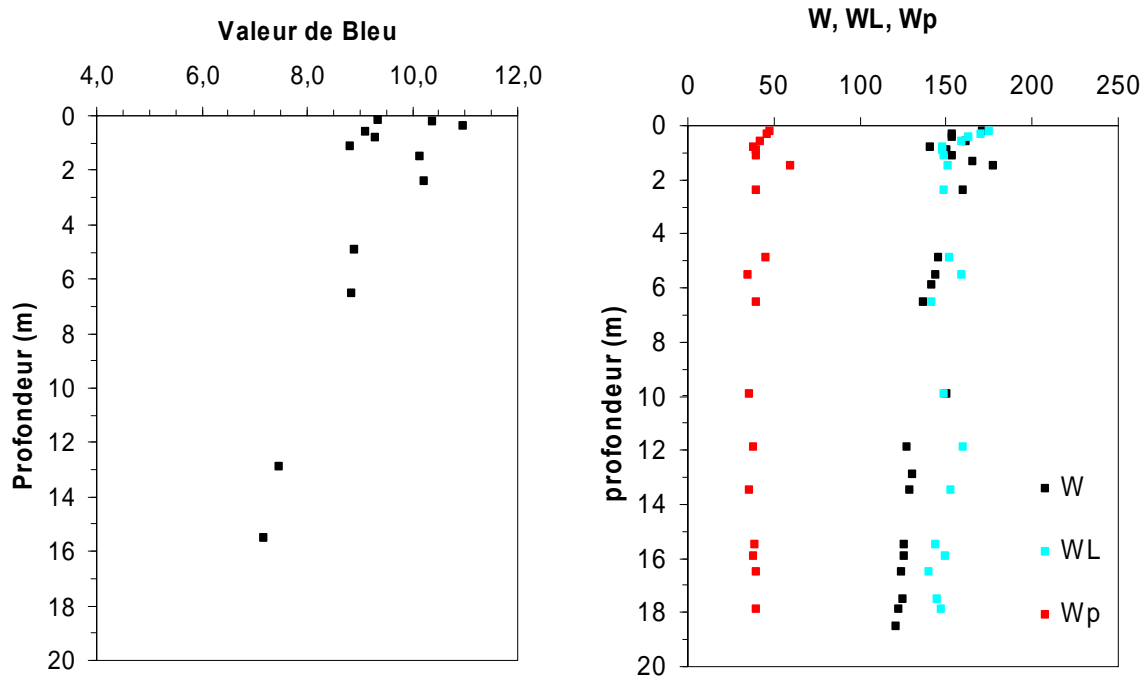
- une burette de dosage permettant d'injecter par incrément de volume de  $2.5 \text{ cm}^3$  de solution de bleu (de concentration  $10 \text{ g/l}$ ),
- un agitateur mécanique tournant à ailettes,
- un récipient en verre de volume de 3 litres et une baguette en verre,
- un papier filtre blanc spécifique.

Le dispositif expérimental est présenté sur la Figure II-29. Les mesures ont été faites sur des échantillons de masse d'environ 30 grammes de sol initial.



**Figure II-29 Dispositif des mesures de valeur de bleu de méthylène**

La Figure II-30 présente les valeurs de bleu obtenues sur une carotte de BB. Les valeurs de  $V_B$  varient entre 11 en surface à 7.2 à 16 m de profondeur. Cette tendance à la décroissance avec l'enfouissement semble assez nette, par contre en surface, les résultats présentent de la dispersion entre 8 et 11 sans corrélation avec la teneur en eau ou les limites d'Atterberg.



**Figure II-30** Profil de la valeur de bleu du sol de BB. La teneur en eau et les limites d'Atterberg sont présentées à droite.

Les surfaces spécifiques des particules des argiles peuvent être calculées à partir des mesures de bleu d'après l'équation suivante (*Santamarina et al., 2002*):

$$S_s = \frac{1}{319.87} \frac{10 * (V_{total})}{1000} A_v A_{MB} \frac{1}{m_s} \quad (II-2)$$

avec :

- $S_s$  : surface spécifique ( $m^2/g$ ),
- $V_{total}$  : volume total (ml) de la solution de bleu (10 g/l) ajouté pour saturer le sol,
- $m_s$  : masse sèche de l'échantillon du sol (grammes),
- $A_v$  : nombre d'Avogadro ( $6.02 \times 10^{23}$  /mol),
- $A_{MB}$  : surface couverte par une molécule de bleu, égale à  $130 \text{ \AA}^2$  ou  $130 \times 10^{-20} m^2$ .

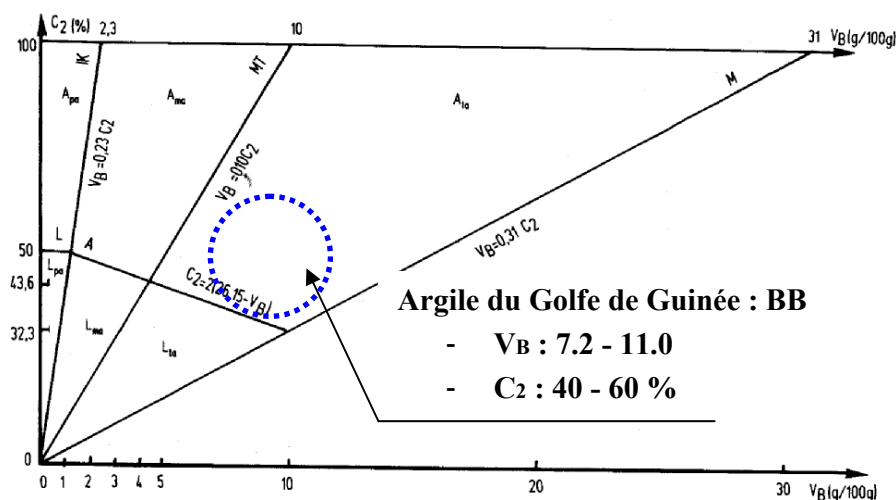
Le coefficient de 319.87 est la valeur de la masse moléculaire (g/mol) de bleu de méthylène,  $C_{16}H_{18}ClN_3S$ . D'après ces calculs, les sols du Golfe de Guinée ont des surfaces spécifiques assez élevées comprises entre 180 et 260  $m^2/g$ . Le Tableau II-4 présente les propriétés des familles des argiles pures.

**Tableau II-4 Propriété des argiles minérales (données compilées à partir de Mitchell 1993, Santamarina et al., 2002 et Magnan et al., 1989)**

	Montmorillonite	Illite	Kaolinite	Halloysite
$S_s$ (m <sup>2</sup> /g)	400-800	80-100	10-20	
$w_L$ (%)	100-950	60-120	30-110	50-70
$w_P$ (%)	50-100	35-60	25-40	30-50
$V_B$	> 30	2-4	< 1	-
Activité	0.9-7.0	0.5-1.0	0.3-0.5	0.5-1.0

Étant donné que la surface spécifique des kaolinite est très petite (10 - 20 m<sup>2</sup>/g) et que la proportion d'illite est faible dans le sol étudié (< 10 %), les valeurs de surface spécifique obtenues confirment la présence importante de smectite, peut être de l'ordre 30-40 % de la fraction argileuse comme l'indique les études minéralogiques effectuées dans le cadre du projet Clarom SMGF (*Meunier et Nauroy, 2005*).

D'après les critères de classification du LCPC, en se basant sur les valeurs de bleu et le pourcentage des particules fins (< 2μ m) (*Magnan et al., 1989*), les sols du Golfe de Guinée peuvent être classés comme les "argiles très actives" (Figure II-31).



**Figure II-31 Classification du LCPC pour les sols fins selon la valeur de bleu et la fraction argileuse (% < 2μ m) (*Magnan et al., 1989*)**

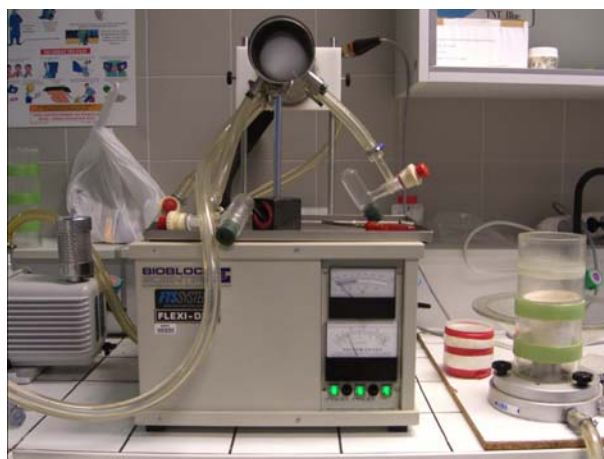
### II.3.6. Analyse microstructurale : Porosimétrie au Mercure (PAM) et Microscope Electronique à Balayage (MEB)

En mécanique des sols, l'observation de la microstructure au MEB complétée par la mesure de la porosimétrie s'est avérée comme un élément essentiel pour l'étude des propriétés des sols argileux. Ces analyses permettent d'établir des liens entre la réponse globale du système eau-argile et son organisation microstructurale. Cette approche, où les mesures de porosimétrie au mercure (PAM) et

des observations au Microscope Electronique à Balayage (MEB) sont couplées, s'est démontrée très utile, en particulier dans le cadre des recherches sur les argiles sensibles du Canada (*Delage et Lefebvre, 1984*).

#### **II.3.6.1. Préparation des échantillons**

Les essais au porosimètre à mercure et les observations au MEB ont été effectués sur des échantillons déshydratés. Dans le cas du séchage à l'air ou à l'étuve, la présence de ménisque eau-air engendre des contraintes capillaires importantes qui produisent de grandes rétractions, surtout pour les sols à forte teneur en eau comme le sol étudié ici. La technique de lyophilisation développée par *Tessier et al. (1978)* et *Delage et al. (1982)* permet de préparer des échantillons de très bonne qualité. La congélation est obtenue par immersion des échantillons de 2x2 mm de section et de 5 -6 mm de longueur, dans de l'azote liquide sous vide à la température de -210° C. La solidification est quasi-instantanée ce qui ne provoque pas de modification des pores. Ensuite, la sublimation de la glace se déroule dans un lyophilisateur mis sous vide (de pression de 0.05 bar où la température est constante (de -40°C) pendant 24h.



**Figure II-32 Dispositif de lyophilisation (CERMES)**

Pour les observations au MEB, afin d'obtenir une surface plate et peu perturbée, les échantillons ont été fracturés après congélation avant l'introduction dans le lyophilisateur. Une fois la position de l'échantillon repérée par rapport à la carotte, la fracturation a été effectuée suivant deux plans, l'un (horizontal) perpendiculaire à l'axe de la carotte et l'autre (vertical) parallèle à l'axe de la carotte. Les échantillons ainsi préparés sont stockés dans des récipients hermétiques contenant du gel de silice, afin d'éviter l'hydratation.

Avant de passer au MEB, les échantillons doivent être métallisés pour rendre le sol conducteur. Chaque échantillon, orienté en fonction du côté qu'on veut observer, est collé à un porte d'échantillon en aluminium puis introduit dans la chambre à vide du métalliseur. La pression de la chambre est amenée à 0.1 mbar, l'air dans la chambre est remplacé par de l'argon et ensuite un arc électrique est fait avec une électrode pour métalliser l'échantillon. La métallisation des échantillons

d'argile se fait pendant 20 – 60 secondes pour couvrir d'une fine couche d'or la surface à observer. Pour nos échantillons des sols, le temps d'exposition optimisé de l'échantillon est de 40 secondes afin d'avoir des images de qualité. La Figure II-33 présente le dispositif de la métallisation et les échantillons de sol métallisés, prêts pour les observations.



Figure II-33 Dispositif de métallisation (ENPC) et les échantillons métallisés.

#### II.3.6.2. Etude de la Porosimétrie au Mercure

La porosimétrie au mercure permet d'une part l'investigation du milieu poreux en fournissant la distribution des rayons d'accès des pores et d'autre part elle donne des informations sur la relation fluide-solide dans le cas des milieux multiphasiques.

Le principe de la porosimétrie au mercure repose sur le caractère non mouillant du mercure et sur la loi de Laplace-Jurin, qui permet dans l'hypothèse de pores cylindriques de relier le rayon d'accès  $r$  des pores et la pression capillaire  $P_c$  (pression d'injection du mercure) selon la relation :

$$P_c = \frac{2\sigma \cos \nu}{r} \quad (\text{II-3})$$

avec:

$\sigma$  : la tension superficielle du mercure, 482.2 N/mm,

$\nu$  : l'angle de raccordement du ménisque à la surface solide, variable en fonction du matériau.

Pour le sol argileux, elle est à 141° (*Diamond, 1970 et 1971*).

On fait pénétrer le mercure dans un échantillon de sol lyophilisé de poids et de volume connus, en exerçant progressivement des pressions croissantes. Les mesures sont effectuées à l'aide d'un porosimètre FISIONS 2000 WS qui autorise une gamme de pression de 0.1 à 200 MPa (1 à 2000 bars). Le plus petit pore accessible est de 3.74 nm (ce qui correspond à une pression de 200 MPa). Tous les pores de plus petite taille ne seront pas accessibles par cette méthode, c'est le cas pour les pores intra-feuillets des montmorillonites (*Delage et al., 2006*). Comme indiqué par *Delage et*



Lefebvre (1984), l'analyse porosimétrique ne donne pas une mesure de la taille des pores, mais de la taille d'accès des pores.

L'échantillon préalablement déshydraté, de masse d'environ 1 gramme, est placé dans un dilatomètre dont le remplissage au mercure s'effectue sous vide. Une fois le remplissage effectué, la pression atmosphérique est appliquée sur l'échantillon. Dans le cas d'échantillons comportant des pores de rayon supérieur à 7.5  $\mu\text{m}$ , un certain volume de mercure peut alors pénétrer dans l'échantillon. Dans le cas des sédiments du Golfe de Guinée étudiés ici, aucun volume significatif d'injection de mercure n'a été observé à cette étape. Au cours de l'essai, la pénétration du mercure dans l'échantillon se traduit par une variation de hauteur dans le tube de mercure. Le dispositif expérimental est présenté sur la Figure II-34.



**Figure II-34 Dispositif expérimental: Porosimètre à mercure FISIONS 2000**

Six essais porosimétriques ont été réalisés sur des échantillons de sols intacts, à plusieurs profondeurs d'enfouissement comprises entre 0.5 et 14 m. Les résultats sont présentés dans les diagrammes :

- indice des vides  $e_{\text{Hg}}$  en fonction du rayon d'accès des pores  $r$  (Figure II-35) (De Gennaro et al., 2004).

$$e_{\text{Hg}} = (V_{\text{max}} - V_{\text{Hg}}) / V_s. \quad (\text{II-4})$$

avec:

$V_{\text{Hg}}$  : volume du mercure injecté dans l'échantillon,

$V_{\text{max}}$  : volume maximal de mercure injecté dans l'échantillon (à la fin d'essai),

$V_s$  : volume des grains solides de l'échantillon.

- volume relatif  $dV$  pour un incrément du log ( $r$ ) (rayon d'accès) (Tanaka et Locat, 1999). Les mesures effectuées sont présentées sur la Figure II-36.



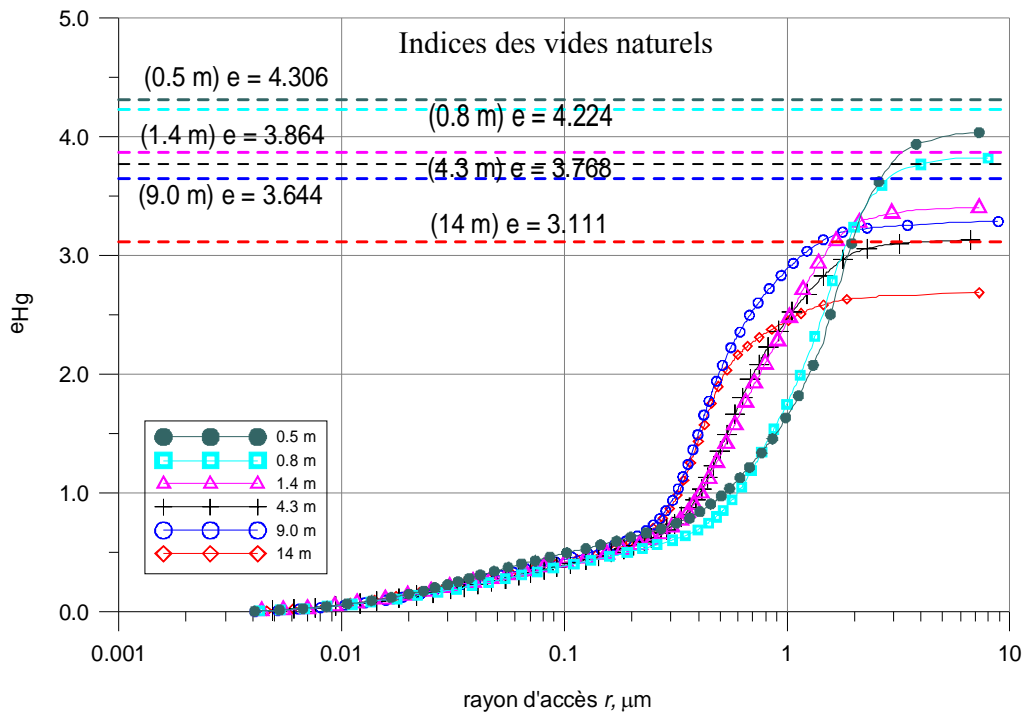


Figure II-35 Courbes prosimétriques des sédiments naturels du Golfe de Guinée

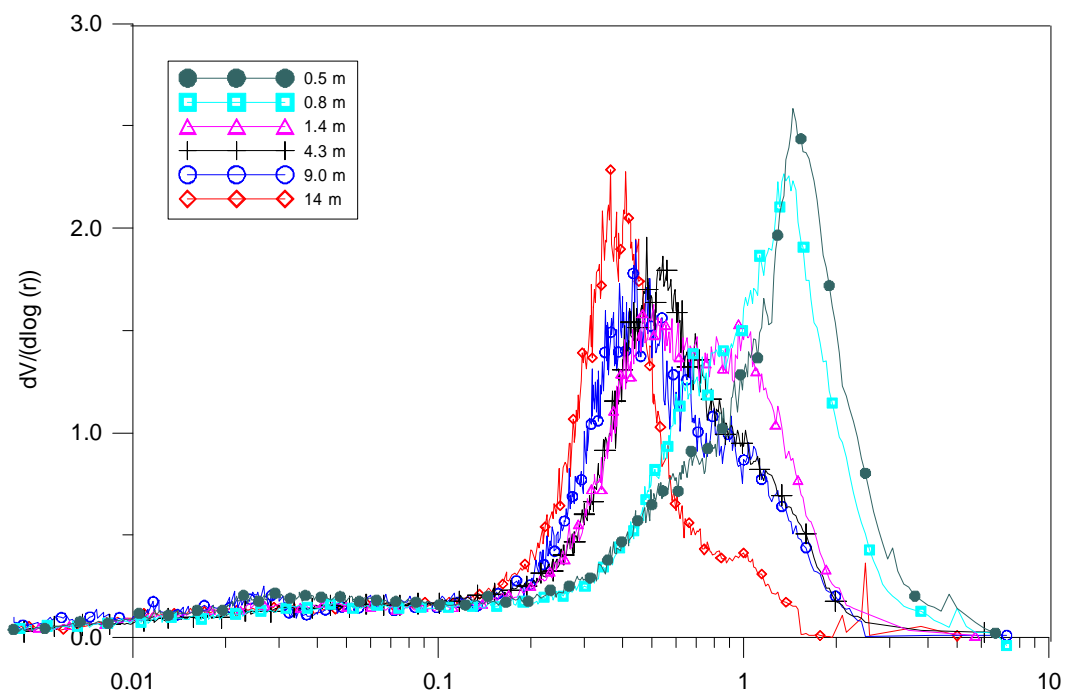


Figure II-36 Courbes porosimétriques des sédiments naturels du Golfe de Guinée

La diminution de l'indice des vides (et de la porosité) en fonction de la profondeur semble affecter la taille des gros pores et des pores moyens (rayon d'accès supérieur à  $0.2 \mu\text{m}$ ). Par contre les pores inférieurs à  $0.2 \mu\text{m}$  semblent inchangés. Le rayon d'accès moyen, donné par le point d'inflexion des courbes, vaut  $1.5$  à  $2.0 \mu\text{m}$  pour les sols dans le premier mètre (échantillon de profondeur de  $0.5 \text{ m}$  et  $0.8 \text{ m}$ ), et  $0.3$  à  $0.4 \mu\text{m}$  pour les sols de profondeur de  $9 \text{ m}$  et de  $14 \text{ m}$ . Les plus grands rayons d'accès valent entre  $2$  et  $2.5 \mu\text{m}$  pour les sols du premier mètre, et  $1.0$  à  $1.2 \mu\text{m}$  pour les sols plus

profonds. D'après *De Gennaro et al.* (2004), les valeurs du rayon d'entrée sont comparables à la taille moyenne des agrégats des sédiments du Golfe de Guinée, soit 3 à 4  $\mu\text{m}$ . Nos résultats semblent confirmer cette observation.

La comparaison des indices de vides obtenus par l'injection du mercure avec les indices des vides naturels, calculés à partir de la teneur en eau, indiquent que le volume poreux obtenu par PAM est inférieur au volume poreux total (Tableau II-5), avec une différence  $\Delta e$  qui ne semble cependant pas dépendre de la profondeur. Les sédiments du Golfe de Guinée possèdent une fraction importante de montmorillonite (> 30%), dont les espaces intra – agrégats peuvent être inférieurs à 3.75 nm, ces pores ne peuvent pas être remplis par le mercure (*Delage et al.*, 2006).

**Tableau II-5 Comparaison des indices des vides obtenus par PAM et indices des vides naturels**

Profondeur	e	$e_{\text{Hg}}$	$\Delta e$	$\Delta e/e$ (%)
0.5 m	4.306	4.031	0.275	6.4
0.8 m	4.224	3.816	0.408	9.6
1.4 m	3.864	3.399	0.465	12.0
4.3 m	3.768	3.127	0.641	17.0
9.0 m	3.644	3.283	0.361	9.9
14.0 m	3.111	2.682	0.429	13.8

### ***II.3.6.3. Observation de la microstructure des sols au MEB***

Les observations au MEB ont été réalisées dans le but d'étudier la structure et l'organisation des sédiments et retrouver, éventuellement, une correspondance avec les mesures effectuées au PAM. Le dispositif de Microscope Electronique à Balayage utilisé pour cette étude est de type ABT-55 (Akashi Beam Technology, Japan) à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, avec un système d'acquisition par un appareil photo numérique de l'extérieur. Ce système a besoin d'un réglage avec de l'expertise pour obtenir des photos de bonne qualité. Le dispositif est présenté sur la Figure II-37.



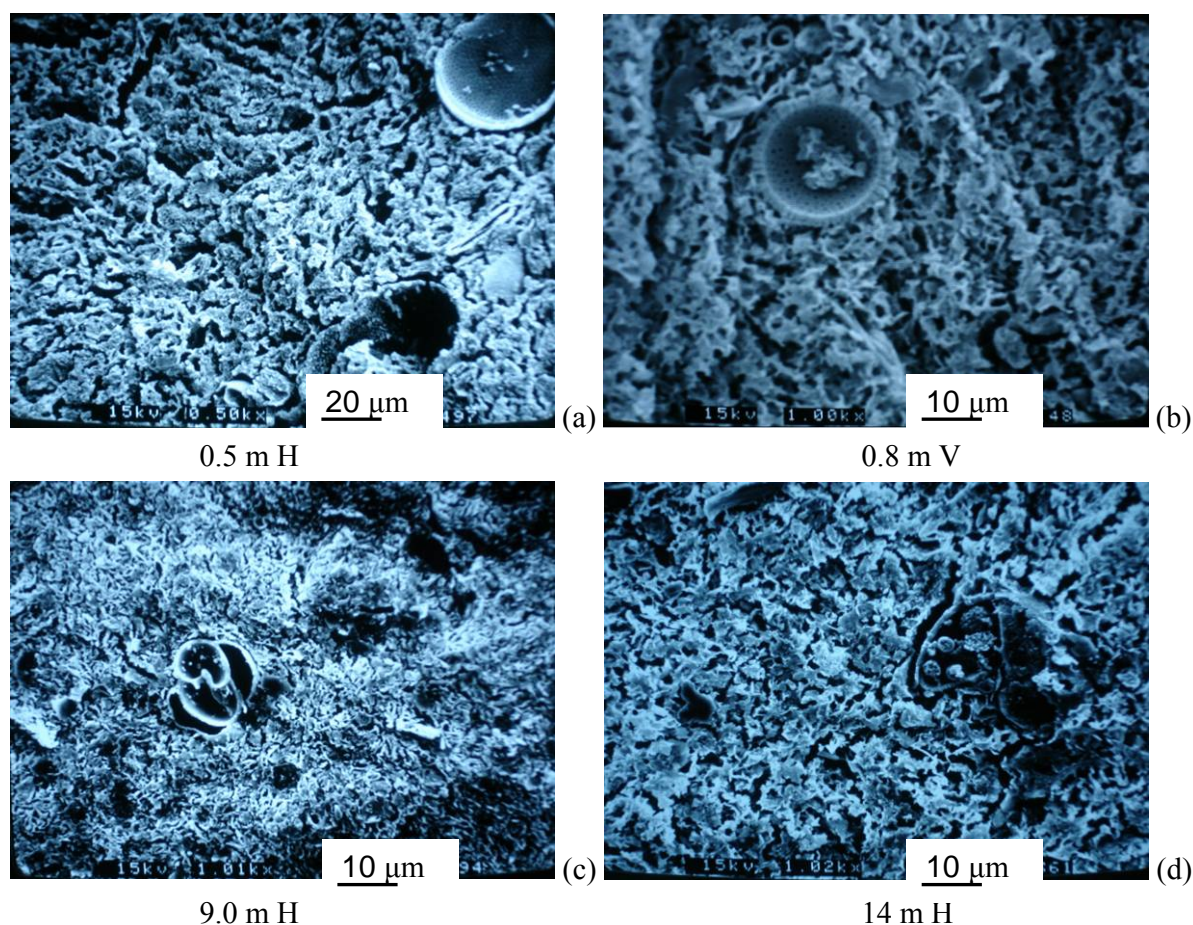
**Figure II-37 Photo de la salle du MEB**

Nous avons effectué plusieurs observations, à différents agrandissements et sur les deux types de section, horizontale et verticale. Sur un même échantillon, on a fait de nombreuses observations et

puis on a sélectionné celles, plus ou moins réussies, représentatives de la structure de l'échantillon. Pour la description de la structure des sédiments, on utilise les terminologies de *Collins et McGown* (1974), de *Bennett et al.* (1991) et de *Tanaka et Locat* (1999) : particule, agrégat, inter-agrégat.... Les photos prises sont présentées sur les Figure II-38 et II-39 et en annexe A.

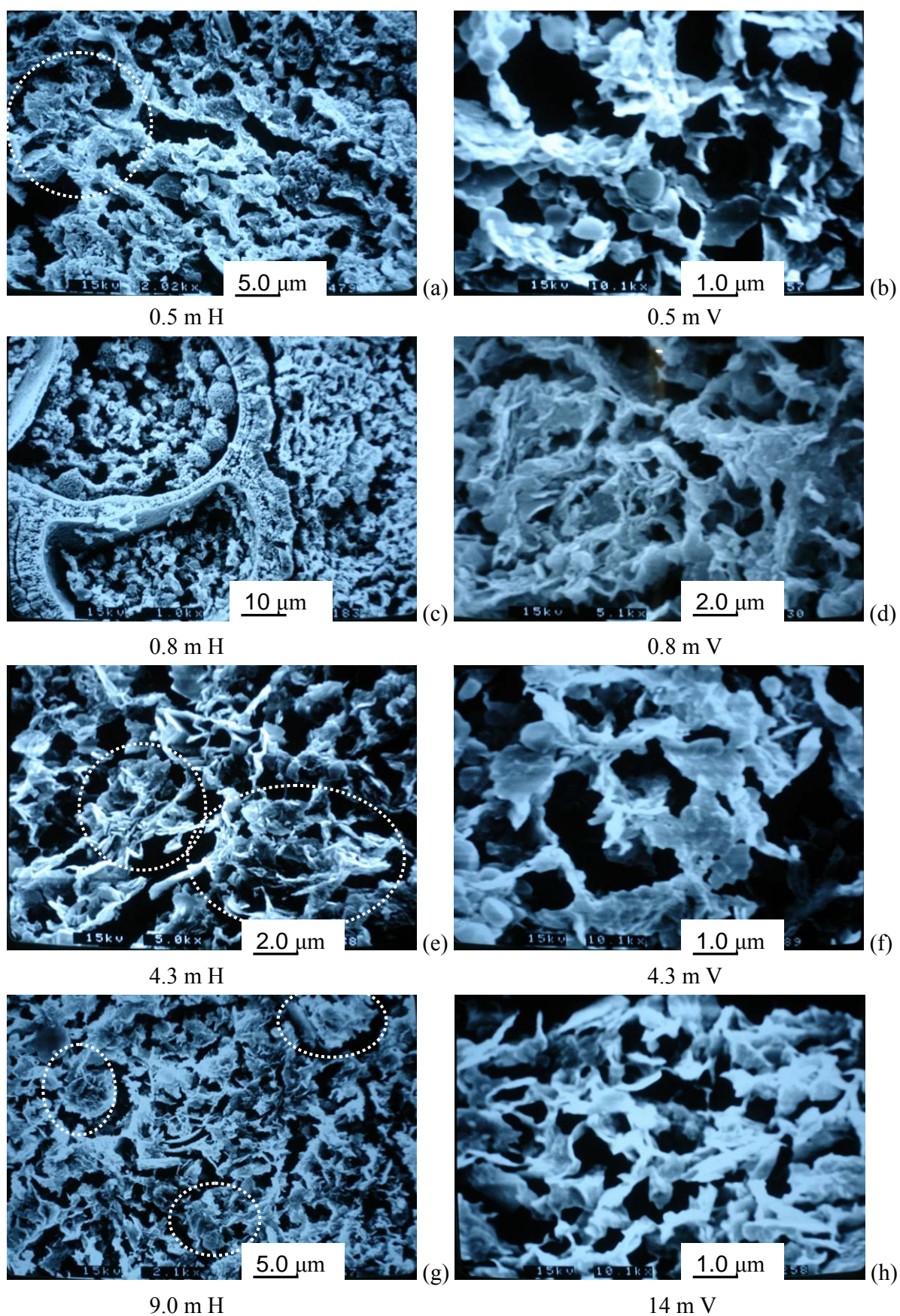
Les photos effectuées à faible grossissement montrent des microfossiles présents dans tous sédiments, de la surface à plus profond. Ces microfossiles ont des tailles de 20 à 50  $\mu\text{m}$ , certains foraminifères de taille 100 à 200  $\mu\text{m}$  sont parfois aussi observés (Figure II-39 c). Des pyrites sous forme framboïdale sont souvent trouvées dans les microfossiles (Figure II-38 d et Figure II-39 c). Les agrégats sont parfois visibles. Des assemblages entourés présentés en Figure II-39 permettent d'estimer le diamètre moyen des agrégats, il est compris entre 5  $\mu\text{m}$  et 10  $\mu\text{m}$ . Les agrégats sont constitués par des plaquettes argileuses, de forme souvent plate et arrondie, leur diamètre moyen est d'environ 1  $\mu\text{m}$  (Figure II-39 b). La microstructure des sédiments est observée comme une matrice argileuse continue, correspondant à un sol de forte teneur en eau (ou indice de vide).

Sur la minéralogie des sols, dont la famille dominante est celle des argiles: la spectroscopie infrarouge, la DRX et les microscopies montrent clairement l'existence de trois familles: la famille kaolinite présente à 30 - 40 %, une smectite, peut-être la montmorillonite, dominante, présente à 40 - 50 % et l'illite, minoritaire, présente à moins de 10 % (*Thomas et al.*, 2004).



**Figure II-38** Photos du MEB des sédiments a) 0.5 m section horizontale (H) b) 0.8 m section verticale (V) c) 9 m (H) et d) 14 m (H)





**Figure II-39** Photos MEB des sédiments intacts: a) 0.5m H; b) 0.5 m V; c) 0.8 m H; d) 0.8 m V; e) 4.3 m H; f) 4.3 m V; g) 9.0 m H; et h) 14.0 m V.

En général, les structures observées sont de type "château de cartes", avec un volume poreux allant en diminuant avec la profondeur. Pour les sols de 0.5 m de profondeur, on trouve des gros pores de 5 à 10  $\mu\text{m}$  de diamètre, alors que les plus gros pores des sédiments de 14 m de profondeur ont des diamètres d'environ 2 à 3  $\mu\text{m}$ . L'ordre de grandeur des valeurs de taille de pore est en assez bon accord avec les mesures obtenues au porosimètre à mercure. On n'observe pas de différence significative entre les images des sections horizontales et verticales, quelque soit la profondeur d'enfouissement des échantillons, de 0.5 mètres à 14 mètres. On n'observe donc pas d'anisotropie de structure apparente. D'après *Delage et al. (2007)* (communication personnelle) et *Kohler (2007)* (communication personnelle), les images sont typiques des smectites.

### II.3.7. Résistance au cisaillement et sensibilité

La résistance au cisaillement des sols a été mesurée avec un scissomètre de laboratoire. Une fois la carotte coupée pour récupérer le sol, les mesures au scissomètre ont été effectuées en 2 à 3 points de la surface de la carotte de 10 cm de diamètre.

Des mesures ont été effectuées également sur les sols remaniés provenant de plusieurs profondeurs d'enfouissement. La Figure II-40 présente les valeurs de résistance au cisaillement des sols intacts et remaniés en fonction de la profondeur et la sensibilité  $S_t$  déduite. La sensibilité des sols est voisine de 3. Les valeurs obtenues sont assez cohérentes avec les résultats de *Fugro (Puech et al., 2004)*.

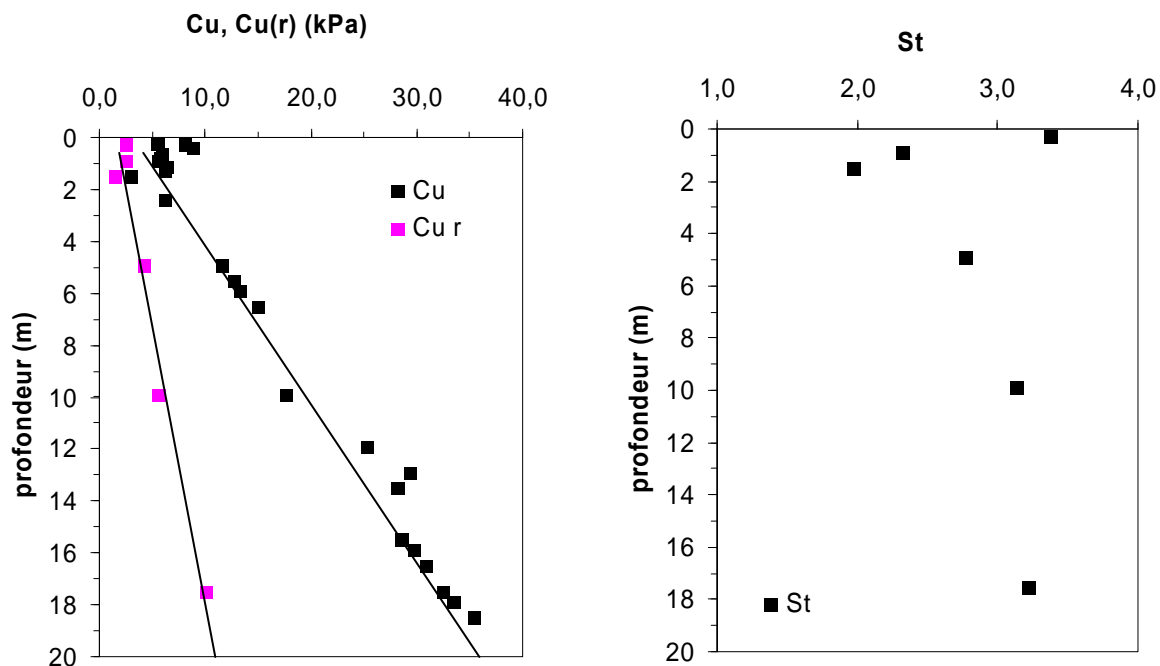


Figure II-40 Résistance au cisaillement (a) et sensibilité (b) d'une carotte de BB

### II.3.8. Caractérisation rhéologique: thixotropie

Les sols du Golfe de Guinée sont caractérisés par des teneurs en eau très élevées, voire mêmes supérieures à la limite de liquidité en superficie (voir II.1.1 et II.2.2). Ils ont parfois un



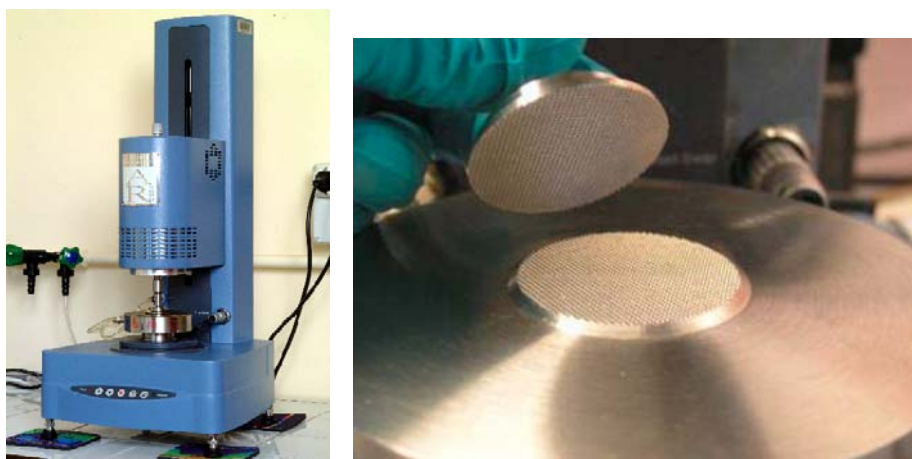
comportement à la limite solide/liquide (Nauroy *et al.*, 2004). Ils peuvent être considérés comme une suspension naturelle d'argile avec toutes les caractéristiques incombant aux suspensions colloïdales: seuil de contrainte, caractère rhéofluidifiant et thixotropie (Pons, 2003, Hénaut *et al.*, 2003).

Parallèlement à l'approche classique de mécanique des sols, des mesures peuvent être effectuées en considérant le matériau comme un fluide. Plusieurs équipes de recherche ont déjà utilisé cette approche (Locat et Demers, 1988; Migniot, 1989). Des essais sur rhéomètre à contrainte imposée ont été effectués selon trois procédures : essais de fluage, d'écoulement et d'oscillations en régime linéaire (Nauroy *et al.*, 2004).

Une première approche rhéologique avait été entreprise afin de compléter les études et les mesures commencées à l'IFP (Hénaut *et al.*, 2003; Nauroy *et al.*, 2004) pour une meilleure identification du comportement des sols mous. Des tests de fluage, des essais en continu et des mesures oscillatoires avaient ainsi permis de déterminer des valeurs cohérentes de seuil d'écoulement. Ensuite les travaux avaient porté sur le caractère thixotrope des sols mous avec comme but final la modélisation des interactions sols-ouvrages lors des opérations d'installation et pendant le repos qui suit. Les aspects de déstructuration et de restructuration du matériau sont, en effet, importants à identifier notamment pour connaître l'évolution du sol lors de la mise en place d'un ouvrage (système d'ancrage, pipeline etc.) et de sa durée de vie. Une méthode basée sur des essais oscillatoires a permis de déterminer les paramètres du modèle pour un sol provenant du Golfe de Guinée. Les résultats présentés ici sont obtenus par des mesures sur une carotte de sol de 1.2 mètre de profondeur avec la teneur en eau de 160 %. Toutes les mesures ont été effectuées à une température de 5° C.

#### ***II.3.8.1. Mesures rhéologiques***

Le rhéomètre utilisé pour cette étude est présenté sur la Figure II-41. Les mesures ont été effectuées sur des échantillons de 40 mm de diamètre et de 2 mm d'épaisseur.



**Figure II-41 Rhéomètre AR-200 et les plans striés pour les sols mous**

Un essai de fluage au rhéomètre consiste à appliquer à un échantillon de matériau un couple constant (la contrainte de cisaillement est alors constante) et à mesurer la déformation angulaire résultante en fonction du temps. A partir d'un certain niveau de contrainte appliquée, dite contrainte

seuil ou seuil d'écoulement, on observe un écoulement uniforme de matière. Des essais de fluage ont été réalisés à 5°C (température représentative des fonds marins) sur des échantillons présentant des résistances au cisaillement mesurées au scissomètre de laboratoire variant de 3 à 10 kPa (Figure II-42). Les contraintes seuil obtenues au rhéomètre sont du même ordre de grandeur que celles obtenues au scissomètre de laboratoire.

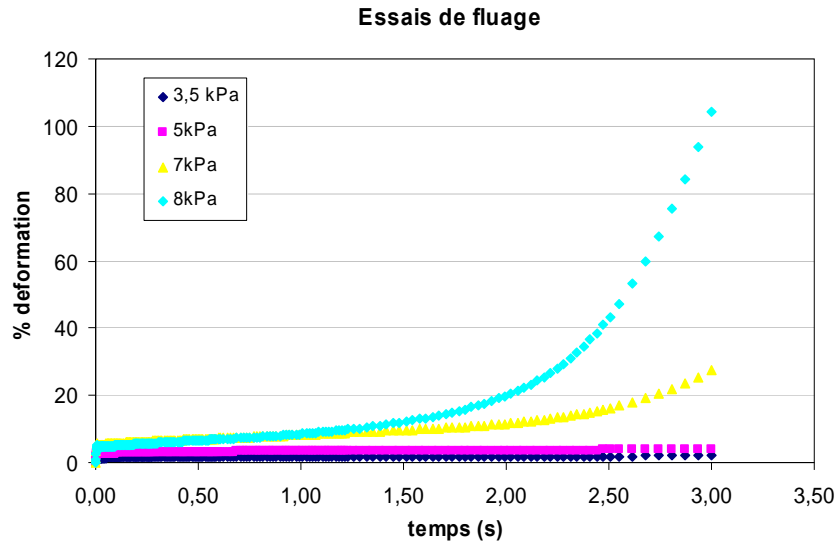


Figure II-42 Essai de fluage sur le sédiment du site BB du Golfe de Guinée

Des essais de balayage à rampe de contrainte imposée permettent d'étudier les propriétés d'écoulement du matériau. Des échantillons aussi peu remaniés que possible ont été prélevés sur des carottes du Golfe de Guinée et soumis à ce type d'essai. D'autres échantillons ont été destructurés et homogénéisés en ajoutant des quantités d'eau contrôlées. Tous les échantillons, quelles que soient leurs teneurs en eau, présentent un comportement rhéofluidifiant avec un seuil de contrainte que l'on peut modéliser par une loi de Herschel-Bulkley:

$$\tau = \tau_c + K\dot{\gamma}^n \quad (\text{II-5})$$

où

$\tau, \tau_c$  : contrainte de cisaillement et contrainte seuil,

$K$  : consistance de l'échantillon ( $K$  porte la même unité que la viscosité)

$n$  : indice de pseudo plasticité,

$\dot{\gamma}$  : vitesse de déformation.

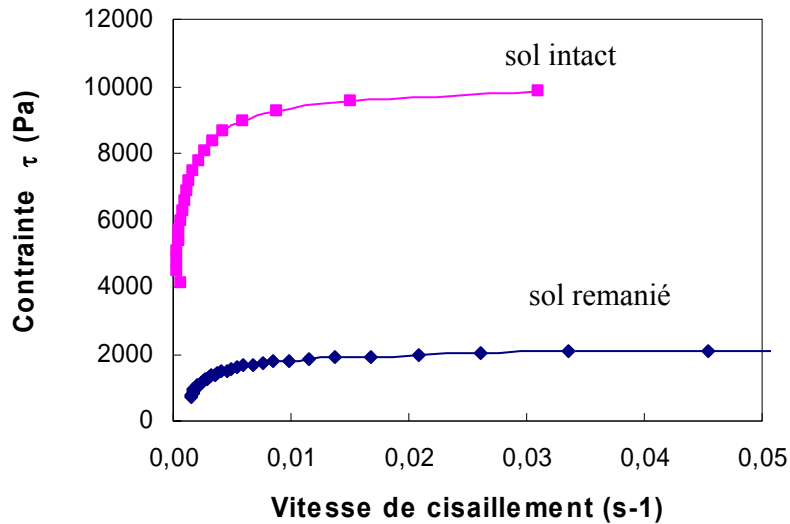


Figure II-43 Essai d'écoulement sur le sédiment du site BB du Golfe de Guinée

Des essais oscillatoires réalisés à une fréquence donnée (1 Hz) en augmentant progressivement la contrainte confirment un comportement de gel fort comme déjà mis en évidence par des essais en fréquence avec une faible amplitude de déformation de 0,05 % (Hénaut *et al*, 2003). Par ailleurs, la chute des modules est un indicateur du seuil d'écoulement (Figure II-44).

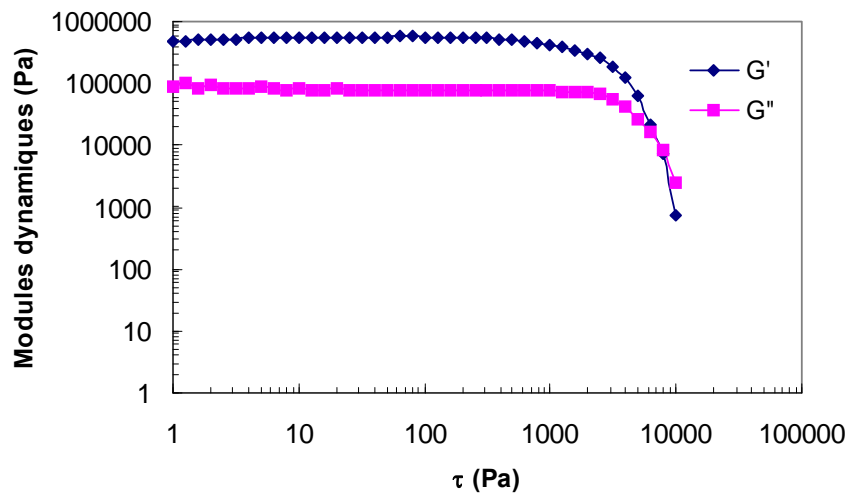


Figure II-44 Essai oscillatoire

En général, les sols étudiés présentent un comportement de fluide visqueux rhéofluidifiant à seuil de contrainte qui peut se modéliser par un modèle d'Herschel-Bulkley. Les seuils de contrainte obtenus sont cohérents avec d'autres mesures.

### II.3.8.2. Thixotropie des sols du Golfe de Guinée

Il existe plusieurs modèles rhéologiques qui pourraient prendre en compte les particularités des sols grands fonds. Dans cette étude on a choisi le modèle de Houska (1981). Le modèle de Houska (Houska, 1981) que nous avons tenté d'appliquer aux sols marins de grande profondeur appartient à



l'approche microstructurale indirecte où la structure est décrite par un paramètre scalaire obéissant à une loi cinétique. Le modèle de Houska a été utilisé pour caractériser des huiles paraffiniques gélifiées (*Hénaut et Brucy, 2001*). Comme de nombreux modèles mathématiques de thixotropie, le modèle de Houska associe une loi rhéologique (Herschel-Bulkley) et une équation cinétique en faisant intervenir un paramètre de structure  $\lambda$ . La valeur de ce paramètre varie entre 0 et 1 suivant que le matériau est entièrement déstructuré ou intact. Le modèle de Houska s'écrit :

$$\tau = (\tau_{y0} + \lambda \tau_{y1}) + (k + \lambda \Delta k) \dot{\gamma}^n \quad (\text{II-6})$$

avec la loi cinétique suivante:

$$\frac{d\lambda}{dt} = a(1 - \lambda) - b\dot{\gamma}^m \lambda \quad (\text{II-7})$$

dans lesquels :

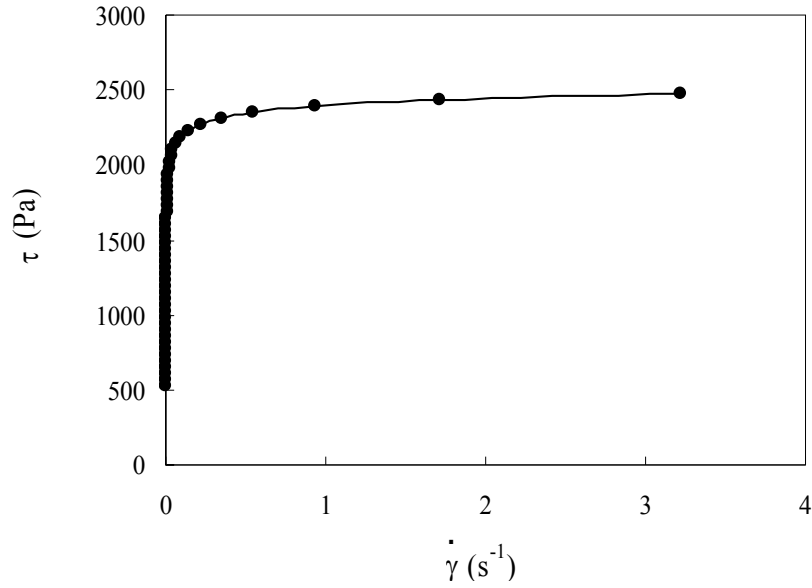
- $\tau_{y0}$  : partie permanente du seuil d'écoulement,
- $\tau_{y1}$  : partie thixotrope du seuil d'écoulement,
- $k$  : consistance du matériau,
- $\Delta k$  : partie thixotrope de la consistance du matériau,
- $n$  : indice de pseudoplasticité,
- $a$  : paramètre de restructuration,
- $b$  : paramètre de déstructuration,
- $m$  : coefficient de déstructuration.

Pour déterminer les paramètres rhéologiques du modèle de Houska ( $\tau_{y0}$ ,  $\tau_{y1}$ ,  $k$ ,  $\Delta k$  et  $n$ ), nous avons utilisé la démarche expérimentale proposée par Cawkwell et Charles qui met en œuvre des essais classiques d'écoulement sur rhéomètre (*Hénaut et Brucy, 2001*). Cette méthode a été utilisée récemment dans les études sur les bruts paraffiniques et les résultats obtenus ont été justifiés. La première étape consiste à appliquer une montée en contraintes sur un échantillon au préalablement déstructuré par malaxage manuel ( $\lambda = 0$ ).

Alors l'équation de Herchell-Bulkley (II-5) devient :

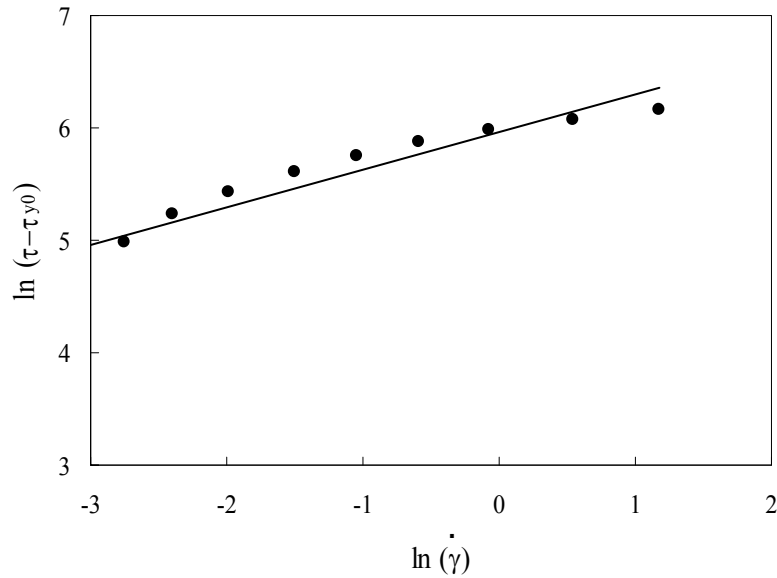
$$\tau = \tau_{y0} + k \dot{\gamma}^n \quad (\text{II-8})$$

Le rhéogramme obtenu est présenté à la Figure II-45.



**Figure II-45 Détermination de  $\tau_{y0}$  de 2000 Pa.**

A partir du seuil d'écoulement déduit, on trace  $\ln(\tau - \tau_{y0})$  en fonction de  $\ln(\dot{\gamma})$ . On peut approximer la courbe obtenue par une droite de pente  $n$  et d'ordonnée à l'origine égale à  $\ln k$  (Figure II-46).



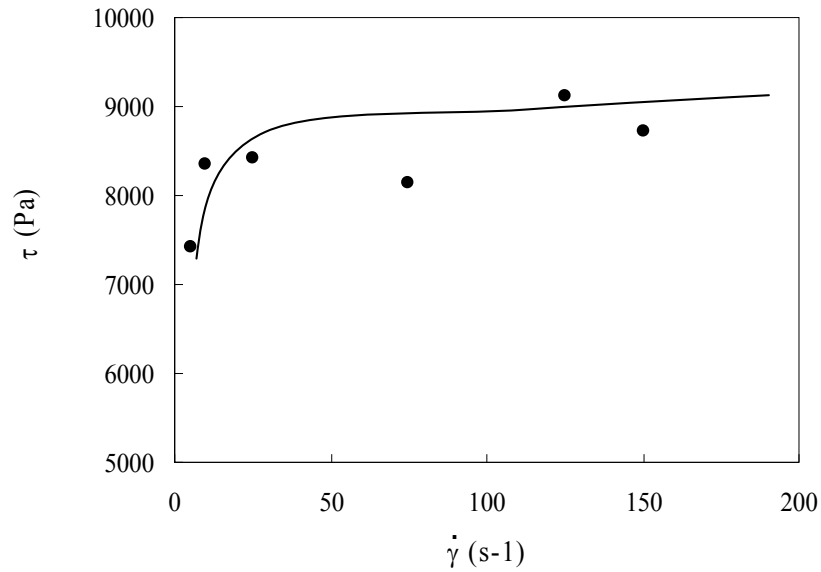
**Figure II-46 Détermination de  $k$  et de  $n$  ( $k=390$  et  $n=0.33$ ).**

La seconde étape s'adresse au matériau intact ( $\lambda = 1$ ). L'équation (II-6) devient :

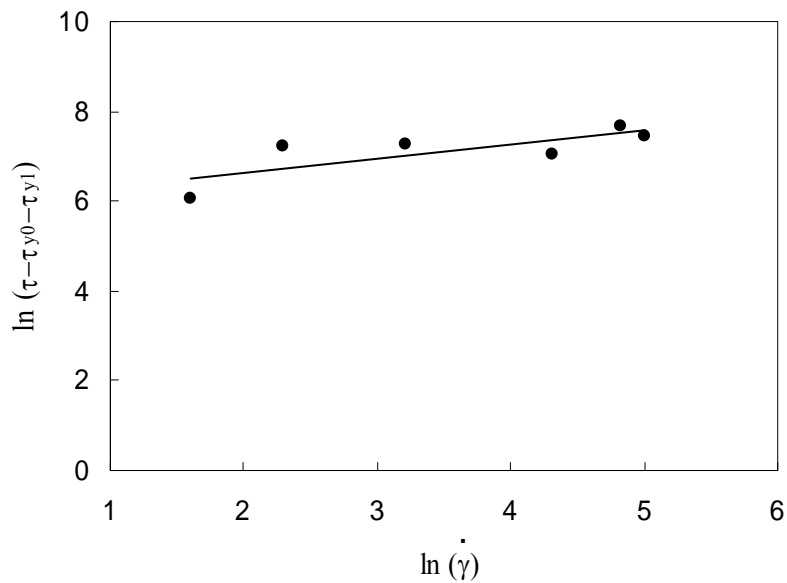
$$\tau = (\tau_{y0} + \tau_{y1}) + (k + \Delta k) \dot{\gamma}^n \quad (\text{II-9})$$

La valeur de  $(\tau_{y0} + \tau_{y1})$  est déterminée en traçant la contrainte de cisaillement maximum en fonction de chaque vitesse de cisaillement (Figure II-47). La valeur de  $\Delta k$  est trouvée à partir de

l'ordonnée à l'origine  $\ln(k+\Delta k)$  de la droite  $\ln(\tau - \tau_{y0} - \tau_{y1})$  en fonction de  $\ln(\dot{\gamma})$  (Figure II-48). La pente de cette droite est à nouveau égale à  $n$  et permet de vérifier la première valeur trouvée.



**Figure II-47 Détermination de  $\tau_{y1}$  de 5000 Pa.**



**Figure II-48 Détermination de  $\Delta k$  (14) et vérification de  $n$  (0.31).**

*Hénaut et Brucy* (2001) ont développé une méthode expérimentale permettant de déterminer les paramètres cinétiques ( $a$ ,  $b$  et  $m$ ) du modèle de Houska à l'aide d'essais oscillatoires non destructifs. Cette approche s'appuie sur l'hypothèse que le niveau de structure peut être quantifié par la mesure du module élastique.

Afin de déterminer le paramètre de restructuration  $a$ , un échantillon de carotte remanié est laissé au repos. Pour observer sa restructuration au cours du temps, des balayages en fréquences sont

effectués. Le degré de restructuration atteint est ainsi évalué à travers la mesure du module élastique. Lorsque l'échantillon est au repos,  $\dot{\gamma} = 0$  et l'équation (II-2) devient :

$$\frac{d\lambda}{dt} = a(1 - \lambda) \quad (\text{II-10})$$

soit après intégration

$$\lambda = 1 - (1 - \lambda_0)e^{-at} \quad (\text{II-11})$$

avec  $\lambda_0$  : paramètre de structure à  $t=0$ , c'est-à-dire au début de la mise au repos.

En considérant le module élastique comme révélateur du niveau de structure, l'équation (II-11) se traduit par :

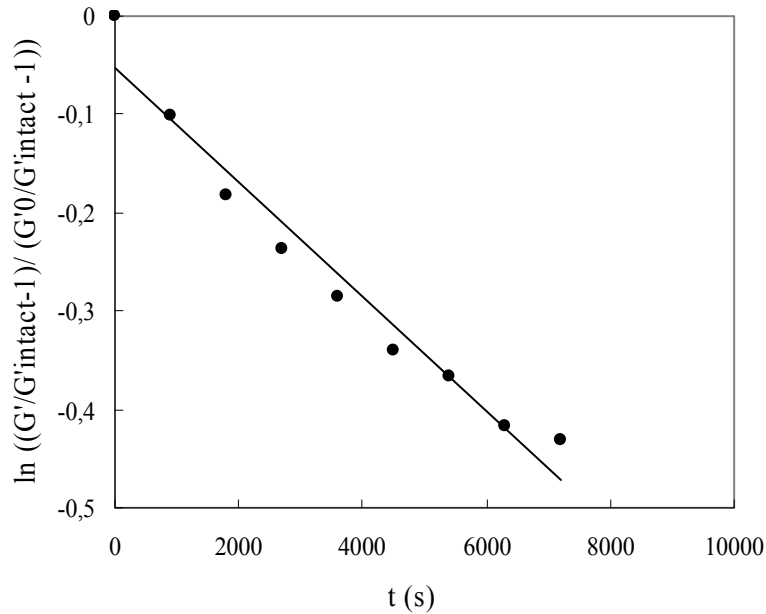
$$\frac{G'}{G'_{\text{intact}}} = 1 - \left(1 - \frac{G'_0}{G'_{\text{intact}}}\right)e^{-at} \quad (\text{II-12})$$

avec  $G'$  : module après un temps de repos  $t$ ,

$G'_{\text{intact}}$  : module élastique de la carotte intacte,

$G'_0$  : module élastique de la carotte remaniée juste avant la mise au repos.

En traçant  $\ln\left(\frac{G'}{G'_{\text{intact}}} - 1\right) / \left(\frac{G'_0}{G'_{\text{intact}}} - 1\right)$  en fonction de  $t$ , on obtient approximativement une droite de pente  $-a$  (Figure II-49) aboutissant à la valeur de  $a = 6.10^{-5} \text{ s}^{-1}$ .



**Figure II-49 Détermination de a.**

Pour déterminer les paramètres  $b$  et  $m$ , il est supposé en première approximation que la reprise est négligeable sous cisaillement. L'équation (II-7) devient :

$$\frac{d\lambda}{dt} = -b\dot{\gamma}^m \lambda \quad (\text{II-13})$$

soit :

$$\ln \lambda = -b\dot{\gamma}^m t \quad (\text{II-14})$$

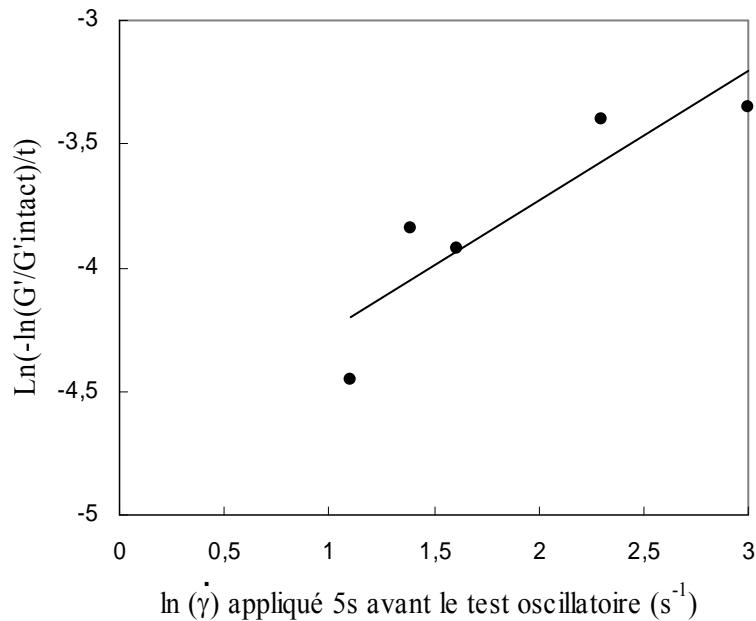
En considérant à nouveau le module élastique comme révélateur du niveau de structure, l'équation (II-14) se traduit par :

$$\ln \left( \frac{G'}{G_{\text{intact}}} \right) = -b\dot{\gamma}^m t \quad (\text{II-15})$$

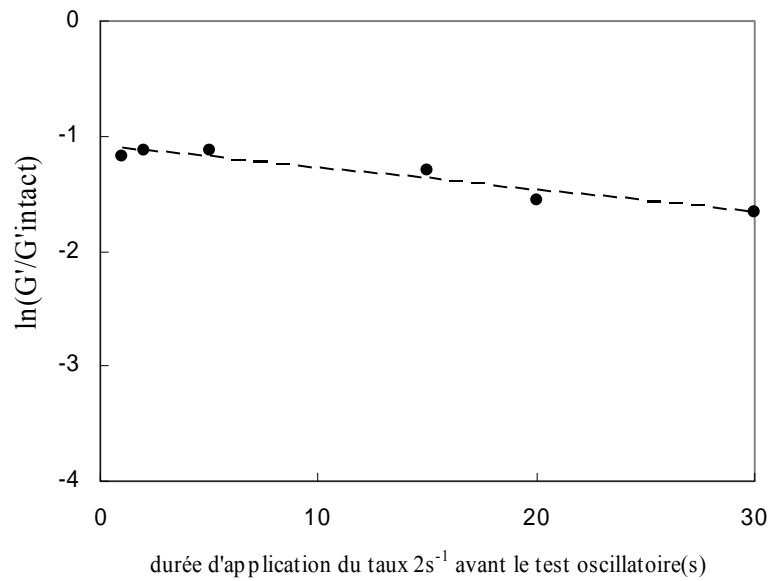
$G'$  : module après application de  $\dot{\gamma}$  pendant  $t$ .

Pour déterminer les paramètres cinétiques de Houska  $b$  et  $m$ , la carotte a été cisailée pendant la même durée (5s) avec différents taux de cisaillement (1, 3, 4, 5, 10, 20  $\text{s}^{-1}$ ). En traçant  $\ln \left( -\frac{1}{t} \ln \frac{G'}{G_{\text{intact}}} \right)$  en fonction de  $\ln \dot{\gamma}$ , on obtient une droite de pente  $m$  et d'ordonnée à l'origine  $\ln b$  (Figure II-50). A partir de ces résultats expérimentaux, on obtient  $m=0.53$  et  $b = 0.0084 \text{ s}^{m-1}$ .

Pour vérifier ces valeurs, une série d'expériences a consisté à appliquer à l'échantillon un même taux de cisaillement ( $2\text{s}^{-1}$ ) pendant différentes périodes (1, 2, 5, 15, 20, 30s). On trace alors  $\ln(G'/G'_{\text{intact}})$  en fonction de la durée de cisaillement, ce qui aboutit à une droite de pente  $b\dot{\gamma}^m = 0.019\text{s}^{-1}$ , en accord avec les valeurs données précédemment (Figure II-51).



**Figure II-50 Détermination des valeurs de  $b$  et  $m$ .**



**Figure II-51 Vérification des valeurs de b et m.**

Les valeurs obtenues pour les paramètres cinétiques respectent l'hypothèse d'une reprise négligeable sous cisaillement.

Selon cette étude, la capacité de regain  $\frac{G'}{G'_0}$  serait de l'ordre de 1.8 à 2.0 après seulement deux heures de repos. D'après les mesures effectuées par Fugro au cisaillement de laboratoire ou au fall cone, de telles valeurs de regain ne seraient obtenues qu'après un temps beaucoup plus long (*Puech et al., 2004 ; Dendani et al., 2003*). Des essais complémentaires sont nécessaires pour investiguer cette différences.

Une difficulté principale dans la caractérisation rhéologique des sols vient de la mise en œuvre d'essais, à cause du remaniement possible (voir certain) sur les échantillons intacts dans la préparation et l'installation, et en plus de l'hétérogénéité des sols, un échantillon de faible épaisseur ( $\leq 2$  mm) semble ne pas pouvoir nécessairement constituer un volume représentatif de sol.

## II.4. CONCLUSIONS

La synthèse des connaissances sur les propriétés des sols marins de grand fond du Golfe de Guinée de grands fonds montre que ces sols présentent un certain nombre de spécificités par rapport à ceux d'autres zones géographiques (Golfe du Mexique) et que les méthodes standard ne sont pas toujours à même de les caractériser précisément et complètement. Ces sols marins sont essentiellement des argiles très plastiques, sensibles et thixotropes. Un travail approfondi a été entrepris pour mieux les identifier, cerner leurs propriétés physiques, microstructurales et rhéologiques afin de mieux expliquer leur comportement géotechnique complexe.

Les résultats obtenus à ce jour montrent qu'il n'y a pas de variations significatives de nature et de composition minéralogique des sols sur les premiers 20 mètres de pénétration concernés par le dimensionnement des ancrages ou des pipelines.

Les approches expérimentales ont été améliorées pour permettre une identification précise des matériaux : teneur en matière organique, teneur en carbonate, contenu granulométrique, activité colloïdale et surface spécifique. De même, des progrès significatifs en termes de minéralogie et de microstructure (présence d'une fraction importante de smectite) apportent des explications claires sur la forte capacité de rétention d'eau et les indices de plasticité très élevés de ces sédiments.

Il est important de noter que minéralogie et microstructure influent directement sur un certain nombre de propriétés géotechniques de premier intérêt en ingénierie, notamment la sensibilité, la thixotropie, l'anisotropie de structure et les comportements d'interface. Les approches traditionnelles de la mécanique des sols sont basées sur des comportements de type élasto-plastique. Il est pertinent de s'interroger sur la capacité de tels modèles à décrire correctement ou complètement le comportement de sols caractérisés par des teneurs en eau très élevées ( $w > 150\%$ ), qui en surface sont supérieures ou égales à leur limite de liquidité ( $w_L \approx 150\%$ ). Des essais au rhéomètre ont été effectués afin d'apporter des éclairages nouveaux ou complémentaires sur le comportement de ces sols. Les résultats montrent un comportement de fluide à seuil, rhéofluidifiant, avec une forte capacité à la reprise après déstructuration. Un modèle quantitatif de thixotropie (modèle de Houska) a été appliqué aux sédiments du Golfe de Guinée. Il a montré en général une évolution assez claire de la résistance du sol remanié en fonction du temps, à partir des mesures des modules élastiques  $G'$ . Il faut noter que cette réponse rhéologique n'est pas très cohérente avec les mesures géotechniques classiques, c'est à dire les mesures de la thixotropie par l'évolution de la résistance au cisaillement du sol remanié en fonction du temps. Des travaux à ce sujet sont en cours dans le cadre du projet Clarom SMGF 2 (Nauroy *et al*, 2007 ; Meunier *et Nauroy*, 2007).

### III. Chapitre III:

## ETUDE DU PROBLEME DE SURCONSOLIDATION EN SURFACE DES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE

### III.1. SURCONSOLIDATION EN SURFACE

Les courbes de résistance de pointe du pénétromètre (CPTU in situ) des sondages effectués sur certains sites dans le Golfe de Guinée montrent souvent un pic en subsurface, le plus souvent dans le premier mètre. Par ailleurs, les essais de consolidation oedométrique ont mis en évidence sur cette couche de sol un taux de surconsolidation  $R_{OC}$  très élevé, qui pourrait atteindre des valeurs de 6 à 8 (voir chapitre IV).

*Borel et al.* (2005) ont montré qu'il ne s'agissait pas d'un artefact de mesure. Les mesures au laboratoire effectuées sur plusieurs carottes d'excellente qualité prélevées au box-corer ont confirmé la présence de pic en subsurface (Figure III-1).

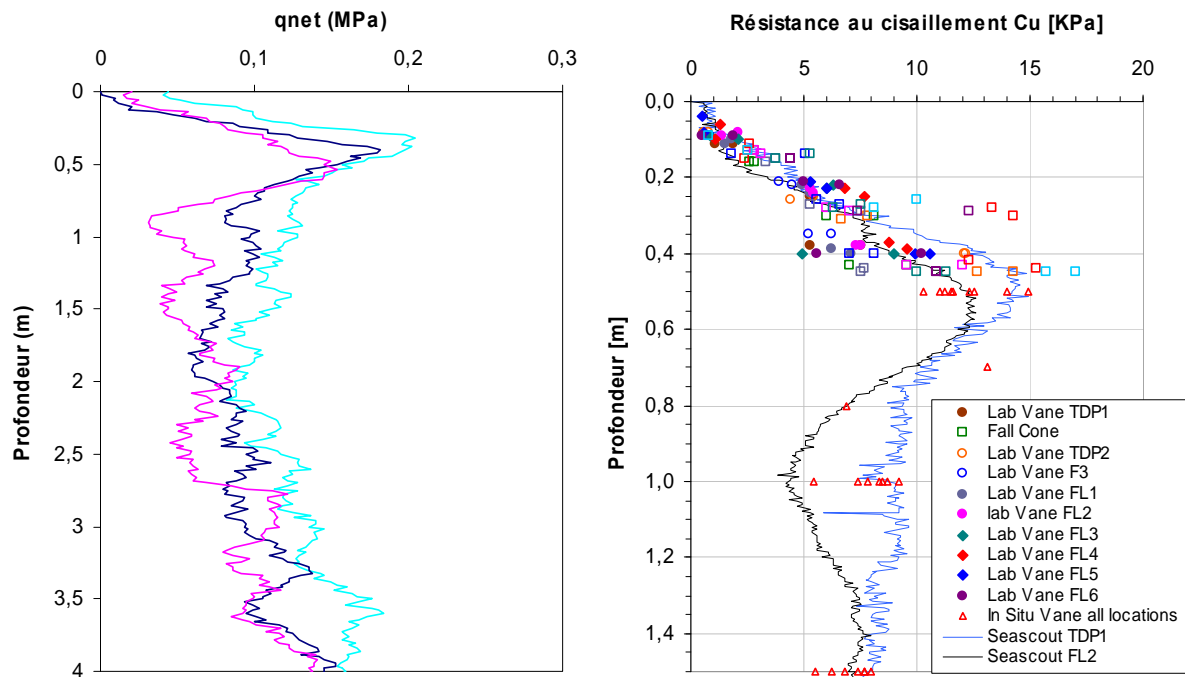


Figure III-1 Le pic de résistance de pointe en surface des sédiments du Golfe de Guinée (données de Fugro, 2003, Puech et al., 2004, Dendani, 2005)



Du point de vue mécanique, les couches superficielles des sols marins présentent généralement une surconsolidation apparente, notamment pour des premiers mètres. Cette caractéristique est commune à la plupart des sédiments argileux présents sur les fonds marins (e.g. *Bjerrum, 1967; Perret et al. 1995; Suzuki et al., 1995; Rohrlisch et al., 1995; Ohtsubo et al., 1995 et 2000; Yin, 1999; Tanaka et al., 2000*). Elle est présente également dans les sédiments du Golfe de Guinée (*Sultan et al., 2000; Puech et al., 2004*) et les sédiments du Golfe du Mexique (*Silva et al., 2000; Silva et al., 2001*).

Par contre, le pic de surface dans le profil de résistance au cisaillement n'a pas été observé sur les sédiments du Golfe du Mexique et du Delta du Mississippi, sauf dans certains sites où un glissement de terrain récent a été confirmé (*Silva et al., 2000, Silva et al., 2001*). Mais on a observé des pics très similaires par 600m d'eau en Méditerranée, dans le delta du Nil (*Puech et al., 2004*). Le pic de surface est également présent dans certains sédiments marins des grands fonds, par exemple dans les sédiments au large du Venezuela (2000-2500 m d'eau) (*Richardson et al., 1985 ; Briggs et al., 1985*) et sur la pente de Nouvelle Écosse de profondeur d'eau de 1350-1500 m (cité par *Cochonat et al., 1990*)...(voir chapitre II). Le Tableau III-1 donne quelques cas recensés.

**Tableau III-1 Les sols avec pic dans les zones d'offshore profond**

<b>Zone géographie/réf.</b>	<b>profondeur d'eau</b>	<b>profondeur du pic</b>
Golfe de Guinée ( <i>Puech et al., 2004</i> )	1200 - 1500 m	0.4 - 0.7 m
offshore Venezuela ( <i>Richardson et al., 1985</i> )	2000 - 3000 m	0.1 - 0.35 m
pente Nouvelle Écosse ( <i>Cochonat et al., 1991</i> )	1300 - 1500 m	0.3 - 0.6 m
offshore Brest ( <i>Meunier, 2006</i> )	2000 - 2200 m	0.2 - 0.5 m
Méditerranée ( <i>Puech et al., 2004</i> )	600 m	0 - 1.0 m

Concernant le pic des sédiments du Golfe de Guinée, plusieurs campagnes de reconnaissance effectuées par Fugro ont trouvé que le pic dans le premier mètre de profondeur n'existe pas sur les champs moins profonds (de profondeur d'eau moins de 1000 m). Ce pic n'existe qu'en surface, il n'y a pas de traces de pic « fossile » en profondeur ou sinon il faut imaginer un mécanisme de lissage, de réversibilité du phénomène ce qui est peu vraisemblable.

Quelques hypothèses sur l'origine éventuelle de la formation de couche surconsolidée en surface ont été évoquées par *De Gennaro et al. (2004)*: érosion, minéralogie, activité chimique, effet de structure, effet osmotique, effet de vitesse de sédimentation.

*Silva et al. (2001)* ont supposé que l'origine de la surconsolidation apparente des couches de sol de subsurface (2-3 mètres) du Golfe du Mexique pourrait être attribuée à la forte liaison interparticules et/ou à la cimentation typique des sédiments fins situés dans les zones d'offshore profond. L'origine de la surconsolidation des sédiments marins superficiels a fait l'objet de nombreuses recherches, et les hypothèses avancées pour expliquer ce phénomène n'ont pas toujours fourni des explications exhaustives et/ou convaincantes.

Une origine purement mécanique liée à l'effet de l'érosion, discutée par *Perret et al.* (1995), est rarement en accord avec les résultats expérimentaux. En effet, ces derniers suggèrent une surconsolidation indépendante de l'histoire de chargement. De plus, comme la plupart des sédiments n'ont jamais connu une contrainte supérieure à celle en place, le terme même "surconsolidés" est discutable.

Sur la base des travaux de *Bjerrum* (1967) sur les argiles marines norvégiennes, la consolidation secondaire, l'activité chimique (échange de cations) et la cimentation ont été considérés comme des facteurs susceptibles d'être à l'origine de l'augmentation de résistance des sédiments. La consolidation secondaire et les liens chimiques, souvent intégrés dans le terme "ageing" (vieillessement), sont supposés être les facteurs principaux de l'augmentation de résistance d'un certain nombre de sédiments marins argileux japonais (*Suzuki et al.*, 1995; *Tanaka et al.*, 2001). S'agissant de sédiments superficiels, et en présence de taux de dépôt (sédimentation) parfois très variables, l'effet de la consolidation secondaire apparaîtrait critiquable (e.g. *Perret et al.*, 1995), sauf sur le sol du Golfe du Mexique (*Puech et al.*, 2005). En revanche, les liaisons chimiques et les agents de cimentation (oxyde de fer, aluminium et manganèse) sont parfois bien corrélés avec les évolutions des propriétés géotechniques de certains sédiments (*Ohtsubo et al.*, 1995).

La nature et la composition des sédiments, notamment les différents types d'argiles présentes, sont considérées comme des facteurs importants, pouvant modifier radicalement les propriétés et le comportement mécanique des dépôts sédimentaires marins. Ceci a été montré par *Yin* (1999) sur les sédiments marins de Hong Kong, et confirmé par *Ohtsubo et al.* (2000) sur les argiles marines de Bangkok et Ariake. *Velde* (1996), à partir de l'analyse des courbes de compression de sédiments riches en argiles (> 50%) du Japon et d'Italie, observe que la compressibilité des sédiments est liée principalement à l'environnement aquatique et à l'origine des sédiments, plus qu'à l'âge. Le taux de sédimentation, la composition chimique et la microstructure des argiles sont indiqués parmi les facteurs d'influence les plus importants. Il conclut que toutes comparaisons avec des comportements d'argiles "modèles" sont souvent erronées, du fait de l'influence de la microstructure.

L'influence importante de la structure sur la compressibilité des argiles a été mentionnée par plusieurs auteurs (e.g. *Delage et Lefebvre*, 1983; *Leroueil et Vaughan*, 1990; *Burland*, 1990; *Torrance et Ohtsubo*, 1995). Pour les argiles molles sensibles du Québec, la compressibilité est associée à la structuration acquise par l'argile en phase de dépôt au niveau inter-agrégats (*Delage et Lefebvre*, 1984; *Delage et Leblond*, 1986). *Benmokrane et al.* (1993), à partir de l'analyse des résultats d'essais sur des échantillons remaniés et non remaniés d'argiles marines du Canada, considèrent que la surconsolidation des couches superficielles serait due à la structuration par compression, favorisée par les teneurs en eau élevées.

L'association structuration-compressibilité dans les sols argileux est souvent combinée aux liens chimiques qui peuvent s'établir et se modifier au niveau microstructural des feuillettes argileux, par interaction avec le fluide interstitiel. L'effet du lessivage (réduction de la salinité du fluide

interstitiel) peut augmenter largement la compressibilité d'une argile marine (Bjerrum, 1967). Dans les smectites, l'augmentation de la teneur en sel du fluide interstitiel peut conduire à des phénomènes de consolidation osmotique (Di Maio, 1996 ; Di Maio et al., 2004). L'effet des cations échangés sur la compressibilité à l'oedomètre d'une argile marine très plastique provenant de Madras (Inde) a été montré aussi par Mathew et Rao (1997). Les auteurs trouvent une nette augmentation de la compressibilité du sédiment lorsque la valence des cations adsorbés se réduit (voir aussi : Tessier, 1984; Marcial et al., 2002). Pour la même valence, l'augmentation de la taille des cations (en termes de rayon ionique hydraté) augmente la compressibilité. Enfin, la présence d'une contrainte d'écrouissage (les échantillons sont reconstitués) est signalée quand la valence cationique augmente ("surconsolidation apparente"). La théorie de Gouy-Chapman (introduite premièrement par Gouy, 1910 et développée par Chapman, 1913) de la double couche est souvent évoquée pour interpréter ces résultats, bien que généralement les interprétations restent plutôt qualitatives (e.g. Bolt, 1956; Sridharan et Jayadeva, 1982; Mitchell, 1993).

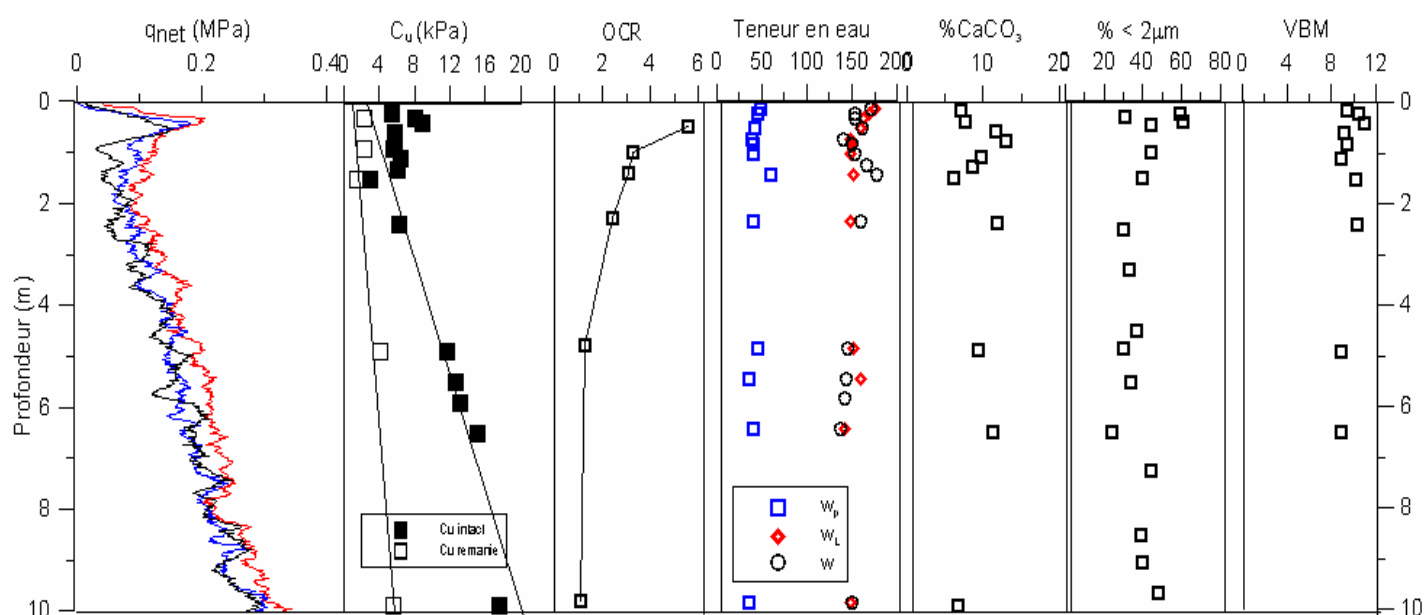
Pour expliquer le pic dans le premier mètre des sédiments du Golfe de Guinée (au delà de 1300 m), Sultan et al. (2000) proposent un mécanisme osmotique associé aux échanges ioniques entre l'eau interstitielle libre et l'eau adsorbée sur la surface de l'argile. La différence de concentration ionique (cations), à relier par exemple au gradient de salinité dans les couches superficielles, serait à l'origine d'une expulsion de l'eau localisée dans l'espace entre les plaquettes d'argile et d'une densification du matériau (i.e. Blewett et al., 2003). Cette déformation volumique, liée à une variation de concentration ionique, serait associée à un effet osmotique sur la double couche diffuse. Cet effet est traduit par la succion au niveau macroscopique. En l'absence d'un chargement mécanique, une variation de succion (i.e. une variation de salinité) induirait, donc, par couplage hydro-mécanique, un écrouissage plastique et une surconsolidation du sédiment. Une approche théorique alternative a été proposée plus récemment par Loret et al. (2002) et Gajo et al. (2002), en se basant sur les données expérimentales de Di Maio (1996). Toutes ces approches restent à vérifier sur des réponses mécaniques fournies par des échantillons ayant des proportions variables en argiles (i.e. smectites, illites, kaolinites). Dans le cadre du projet CLAROM, une série d'essais de consolidation oedométrique sur les échantillons du sol avec des fluides interstitiels de divers salinités a été effectuée afin d'observer l'effet éventuel de la salinité, et d'évaluer l'effet de la composante osmotique, sur le sédiment du Golfe de Guinée. Les essais semblent suggérer que la composante osmotique liée à la teneur en sel NaCl du fluide interstitiel a une faible influence sur la compressibilité de ces sols (De Gennaro et al., 2004).

La présence d'un pourcentage réduit de kaolinite, signalée comme produit d'altération par latérisation des sols continentaux transportés par les fleuves Congo et Niger, semble indiquer l'existence d'une sédimentation lente dans la zone de provenance des échantillon (bloc 17), peu perturbée par des apports de masse se faisant par des cinématiques de transport parallèles au fond marin (Montargès, 1993). Ceci est confirmé par les taux de sédimentation estimés par Montargès (1993): 31 cm/1000 ans (delta du Niger, à 1180 m d'eau) et 20 cm/1000 ans (pente Gabon-Congo-Angola, à 1000 m d'eau) pendant les 11000 dernières années (période post-glaciation); ceci est également en bon accord avec des données obtenues au cours du projet ZaïAngo, qui ont fourni un taux moyen de sédimentation de 14 cm/1000 ans. Une vitesse de 20 à 30 cm/1000 ans en

moyenne veut dire que la couche de 20 à 30 m de sédiment qui nous intéresse a été déposée au cours des 100 000 années. L'effet d'une sédimentation lente, par ailleurs, laisserait le temps de développer des réactions physico-chimiques en surface, susceptibles d'être à l'origine du gain de résistance dans le premier mètre de sédiments (Colliat, 2004, cité par De Gennaro et al., 2004).

### III.1.1. Corrélation du pic de résistance avec d'autres caractéristiques physiques

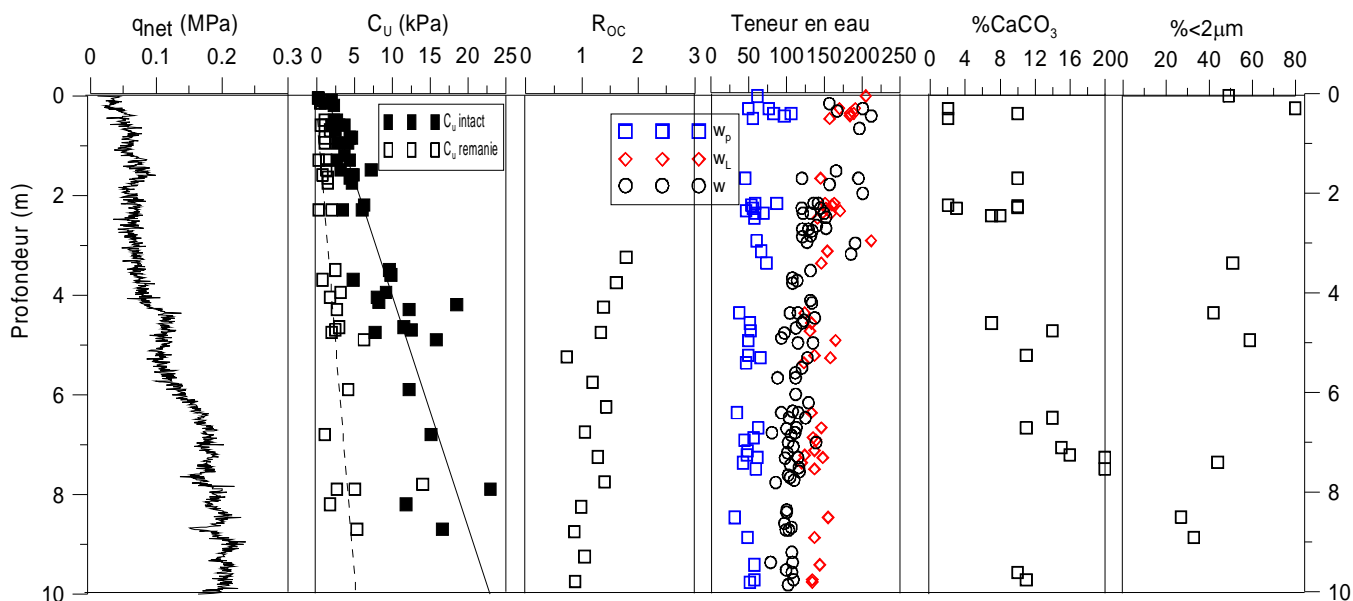
Les Figure III-2 et II-3 présentent les mesures des caractéristiques physiques et mécaniques des sédiments marins du Golfe de Guinée, provenant de sites avec pic et sans pic en surface.



**Figure III-2** Profil des caractéristiques géotechniques des sols du site avec le pic (site BB, offshore de l'Angola, dans le bloc 17 de 1300 m de profondeur)

Une corrélation entre la résistance au cisaillement et la teneur en eau naturelle des sédiments du Golfe de Guinée est observée par des mesures en laboratoire sur les sédiments du site BB selon De Gennaro et al. (2005). Le pic de résistance au cisaillement correspond bien à une diminution de la teneur en eau naturelle (profondeur environ 0.5-1m). Une même tendance est observée par les mesures de teneur en eau effectuées dans cette étude (Figure III-2). Les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité de ces sédiments, dans la couche où se trouve le pic, ne donnent pas de variation significative.

Les valeurs de bleu de méthylène obtenues au long d'une carotte de BB sont stables (chapitre II), donc les composants des familles minéralogiques principales (smectite, kaolinite, illite) semblent assez stables, sans variation significative. Mais on ne connaît pas suffisamment les valeurs des composants minéralogiques secondaires (quartz, calcite, pyrite, oxyde de fer, oxyde de manganèse...), qui peuvent constituer d'importants agents de cimentation. La cimentation des grains peut augmenter la résistance des sédiments.



**Figure III-3 Profil des caractéristiques géotechniques des sols de site sans pic (site YY, offshore du Guinée Équatoriale, de 700 m de profondeur. La figure est dessinée à partir des données de Fugro)**

Le faible nombre de mesures de teneur en matières organiques effectuées sur les sédiments du Golfe de Guinée ne permet pas de tracer leur évolution en fonction de la profondeur. Les mesures de porosimétrie au mercure ne relèvent aucune anomalie sur les sols situés dans la zone du pic par rapport aux autres profondeurs (voir chapitre II.).

### III.1.2. Hypothèses pour l'origine du pic de résistance

L'origine du pic de surconsolidation en surface des sédiments marins superficiels a fait l'objet de nombreuses recherches mais les hypothèses avancées pour expliquer ce phénomène n'ont toujours pas fourni d'explications convaincantes.

Sur la pente continentale, l'état de surconsolidation peut apparaître dans des sédiments suite à un phénomène d'instabilité de pente (glissement). Mais les sédiments étudiés ici se trouvent sur le site AA et BB, sites non suspect de glissement passé dans l'histoire ; donc, la contrainte due au poids des terres n'a jamais pu dépasser la contrainte in situ (*Puech et al., 2004*) (voir chapitre II).

L'explication mécanique ayant été écartée, ce phénomène de pic de résistance pourrait être expliquée:

- par un modèle physico-chimique, impliquant un gradient de concentration de composants chimiques. Sultan et al. ont bâti un modèle qui pourrait alors s'appliquer (*Sultan et al., 2000*). La diagenèse précoce, qui correspond à l'oxydation de la matière organique, pourrait fournir des éléments pour cette approche. Par ailleurs, cette diagenèse précoce pourrait faire apparaître des agents de cimentation.

- par l'activité d'organismes et animaux vivants (bioturbation) qui remanient le sédiment superficiel et en modifient profondément la structure. La "bioturbation" est considérée par certains auteurs comme susceptible de faciliter le drainage et donc de diminuer la teneur en eau naturelle, elle augmenterait alors la densité et la résistance du matériau. La bioturbation est liée aux conditions d'environnement. (*Ehlers et al., 2005; Maurice et Locat, 1999; Locat et Lee, 1998*).

Dans ce contexte, les changements de condition d'environnement, comme le taux de sédimentation, peuvent jouer un rôle décisif.

Dans ce chapitre, l'étude a porté sur la diagenèse précoce et la bioturbation se produisant dans les sédiments marins grands fonds. Ensuite, des études expérimentales ont été effectuées sur des carottes des sols afin de mettre en évidence des effets éventuels physico chimique et biologiques par des analyses spécifiques: analyse chimique de l'eau interstitielle et observations radiographique aux rayons X.

### III.2. TAUX DE SEDIMENTATION DANS LE GOLFE DE GUINEE

Les premiers mètres des sols du Golfe de Guinée ont été déposés essentiellement dans les époques récentes (Quaternaire). La vitesse de sédimentation des zones d'offshore profond est très variable en fonction de la profondeur et des périodes géologiques. Elle dépend des variations des conditions d'environnement pendant ces périodes. Depuis 100 000 ans, le niveau de la mer a baissé globalement pour atteindre un minimum il y a 20 000 ans environ et ensuite ce niveau est remonté de façon spectaculaire au cours des 15 000 dernières années (Figure III-4). Les deux premiers mètres de sol ont été déposés au cours de cette période post-glaciaire.

Dans la zone Congo-Zaïre-Angola, les sédiments sont essentiellement apportés par le fleuve Congo (encore appelé Zaïre selon les pays), deuxième fleuve du monde par son débit maximal. Dans la période du maximum glaciaire, le niveau marin était 120 mètres plus bas que maintenant, et les sédiments se déposaient sur la pente continentale beaucoup plus rapidement. Depuis environ 11 000 ans (11 000 ans BP – le terme anglais ‘before present’), l'apport annuel est nettement plus faible que pendant le maximum glaciaire. Plusieurs études effectuées sur les sédiments du delta du Niger ou de la pente continentale Congo-Zaïre-Angola ont indiqué que lors du maximum glaciaire, les vitesses de sédimentation dans la pente continentale du Golfe de Guinée étaient particulièrement élevées. Avant et après cette période, les apports ont été plus faibles et du même ordre de grandeur (Montargès, 1993; Quéméneur, 1996).

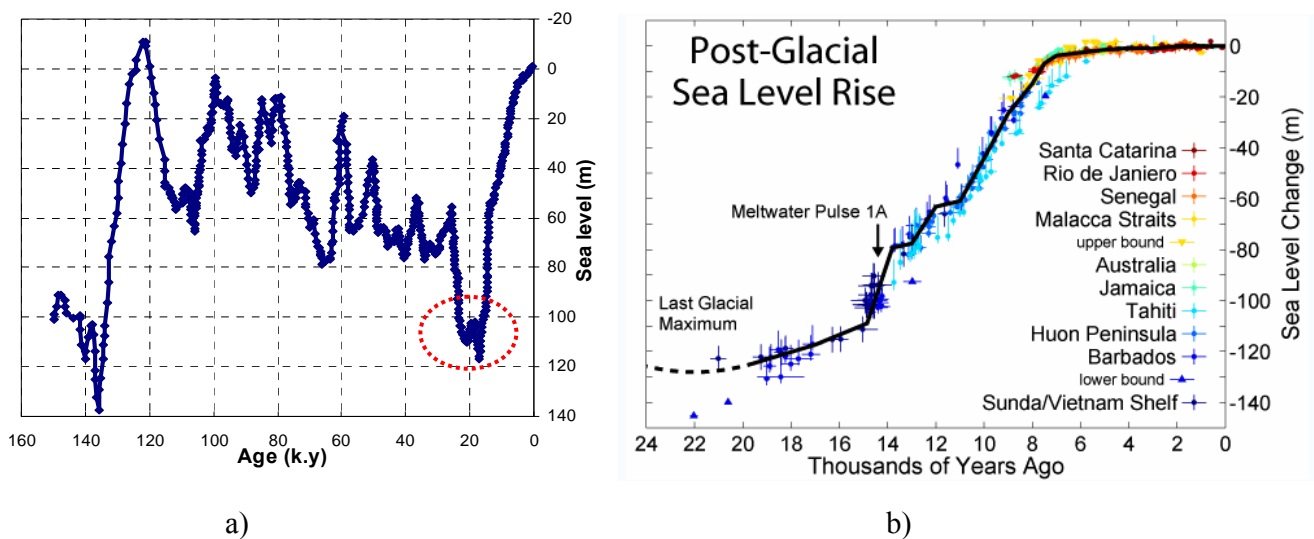
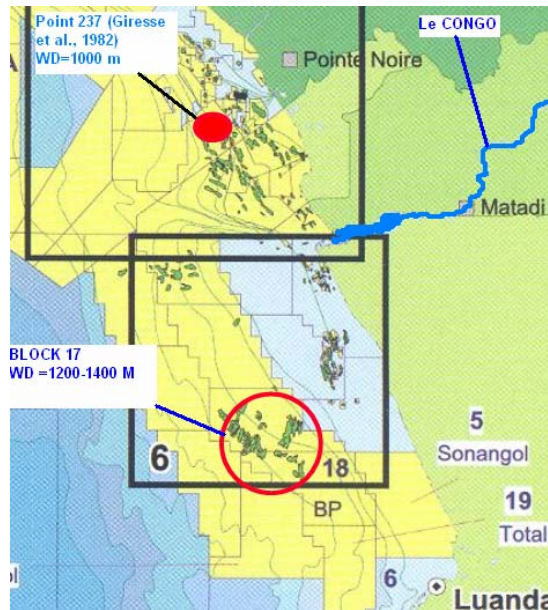


Figure III-4 Variation de niveau marin dans les dernières périodes a) Labeyrie ,1989 citée par Rabineau, 2001; b) Fleming et al., 1998; Milne et al., 2005.

Giresse *et al.* (1982) ont donné des valeurs de taux de sédimentation dans un site situé au large du Congo (point 237, Figure III-5). Ce site est situé à 145 km au Nord de l'embouchure du Congo par 1000 m d'eau. Les analyses de l'âge des sédiments ont été effectuées par les méthodes de  $^{14}\text{C}$ , rapport  $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$  et analyse de bio-stratigraphie. L'âge des niveaux permet de calculer la vitesse de sédimentation qui varie:

- de 40-60 cm/1000 ans entre 16 000 BP et 11 000 BP,

- 160 cm/1000 ans entre 11 000 BP et 10 000 BP (valeur maximum),
- 35 cm/1000 ans entre 10 000 BP et 8 000 BP,
- 20 cm/1000 ans à l'époque actuelle.



**Figure III-5 Carte des sites étudiés dans le Golfe de Guinée par Giresse et al. (1982) et le bloc 17.**

Une étude de sédimentation effectuée par l'IFREMER sur des carottes des sédiments du bloc 17 du Golfe de Guinée (profondeur d'eau d'environ 1000 m) a montré que la vitesse de sédimentation au cours de l'Holocène (dernier 10 000 ans) est de l'ordre de 3 à 9 cm/1000 ans (données de l'Ifremer, 2004).

En comparant le point 237 et le bloc 17, il semble que la vitesse de sédimentation dans le bloc 17 du Golfe de Guinée soit plus faible que celle du point 237, car les deux sites se trouvent à presque la même distance de l'embouchure du Congo, 145km pour le point 237 étudié par *Giresse et al.* et environ 160 – 200 km pour le bloc 17 ; cependant, les sédiments dans le bloc 17 sont situés par plus grandes profondeurs (1 300 m d'eau, et 1 000 m pour le site étudié par *Giresse et al.*).

Une étude récente réalisée par *Slowey et al.* (2003) (Figure III-6) sur les sédiments dans la pente continentale du Golfe du Mexique a montré une variation significative de la vitesse de sédimentation pendant les derniers 15 000 ans. La vitesse de sédimentation est élevée (de l'ordre 50-70 cm/1000 ans) dans une période entre 15 000 BP et 13 000 BP (période glaciaire), et a diminué à 9 cm/1000 ans depuis 10 200 ans.



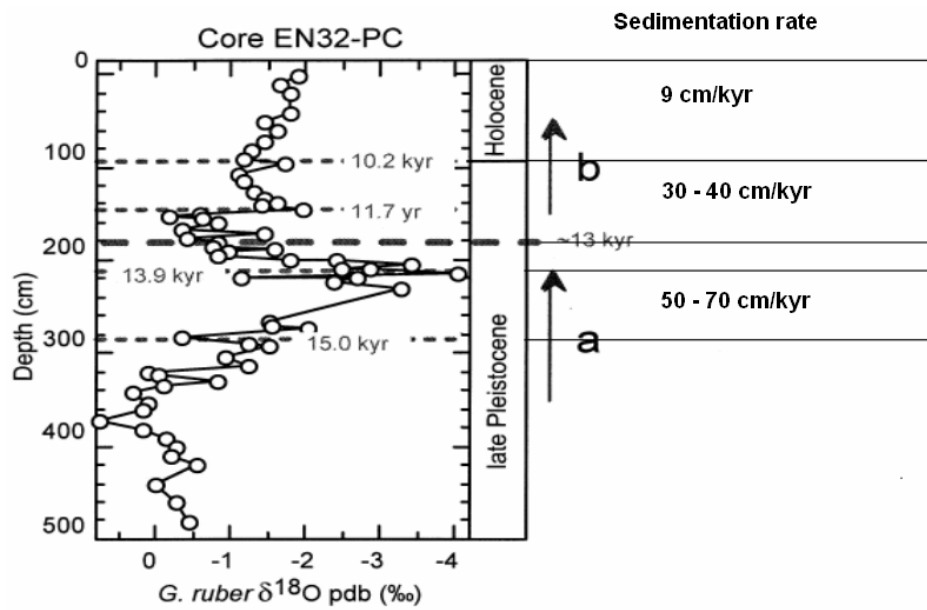


Figure III-6 Taux de sédimentation d'un site du Golfe du Mexique (d'après Slowey et al., 2003)

### III.3. DIAGENESE PRECOCE (Oxydation des matières organiques)

#### III.3.1. Définition

La diagenèse précoce regroupe l'ensemble des processus physico-chimiques se produisant dans les premiers mètres des sédiments, après leur dépôt.

Ces processus, qu'ils soient biologiques, chimiques ou physiques (*Berner, 1980*), modifient la composition originelle des particules organiques et minérales qui sédimentent, ainsi que la composition des eaux naturelles. Ils laissent, par conséquent, une empreinte chimique que nous pouvons lire en étudiant la distribution spatio-temporelle de certains traceurs.

D'une façon générale, les concentrations de nombreuses espèces chimiques changent en milieu marin, principalement à cause de l'activité biologique. C'est elle qui contrôle directement ou indirectement l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent dans le milieu.

L'ordre d'intervention des différents oxydants varie selon l'importance et la disponibilité des oxydants dans différents environnements. Dès que tout l'oxygène est utilisé,  $\text{NO}_3$  (dissous),  $\text{MnO}_2$  (solide),  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  (solide),  $\text{SO}_4$  (dissous) peuvent également intervenir. Le Tableau III-2 ci dessous illustre les différentes réactions d'oxydation de la matière organique (*Seibold et Berger, 1982 ; Schutz et Zabel, 2000*).

**Tableau III-2 Les réactions d'oxydation de la matière organique (Schultz et Zabel, 2000)**

Oxydant	Réaction chimique	Réaction chimique
Oxygène	Combustion de matière organique	$\text{CH}_2\text{O} + \text{O}_2 \rightarrow \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$
Nitrate	Dénitrification	$5\text{CH}_2\text{O} + 4\text{NO}_3^- \rightarrow 2\text{N}_2 + 4\text{HCO}_3^- + \text{CO}_2 + 3\text{H}_2\text{O}$
Oxyde de manganèse	Mn(IV) réduction	$\text{CH}_2\text{O} + 3\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2\text{MnO}_2 \rightarrow 2\text{Mn}^{2+} + 4\text{HCO}_3^-$
Oxyde de fer	Fe(III) réduction	$\text{CH}_2\text{O} + 7\text{CO}_2 + 4\text{Fe}(\text{OH})_3 \rightarrow 4\text{Fe}^{2+} + 8\text{HCO}_3^- + 3\text{H}_2\text{O}$
Sulfate	Sulfate réduction	$2\text{CH}_2\text{O} + \text{SO}_4^{2-} \rightarrow \text{H}_2\text{S} + 2\text{HCO}_3^-$ $4\text{H}_2 + \text{SO}_4^{2-} + \text{H}^+ \rightarrow \text{HS}^- + 4\text{H}_2\text{O}$ $\text{CH}_3\text{COO}^- + \text{SO}_4^{2-} + 2\text{H}^+ \rightarrow 2\text{CO}_2 + \text{HS}^- + 2\text{H}_2\text{O}$
	Méthane production	$4\text{H}_2 + \text{HCO}_3^- + \text{H}^+ \rightarrow \text{CH}_4 + 3\text{H}_2\text{O}$ $\text{CH}_3\text{COO}^- + \text{H}^+ \rightarrow \text{CH}_4 + \text{CO}_2$

### III.3.2. Conséquence sur les sédiments marins

L'oxydation de la matière organique modifie les concentrations des différents éléments dans la phase solide et dans les eaux interstitielles. La profondeur à laquelle les changements se produisent dépend des conditions environnementales (par exemple: apport Carbone organique, taux de sédimentation). La forme des profils de concentration indique quels sont les mécanismes qui affectent l'élément (diffusion, advection, consommation, production).

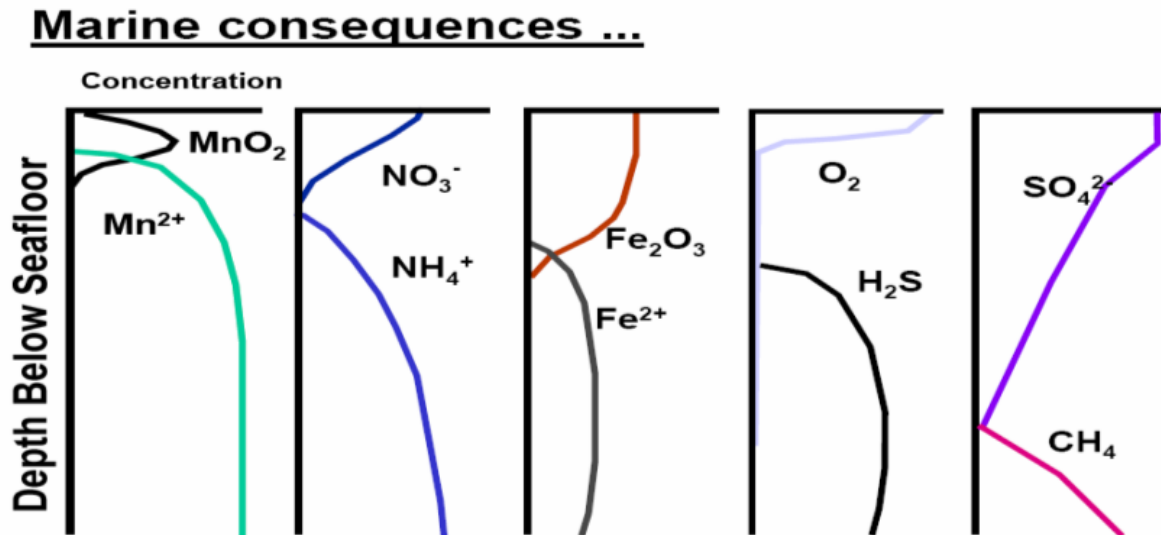


Figure III-7 Changement des concentrations des composants chimiques dans l'eau interstitielle (d'après Fagel, 2004)

La profondeur et la distribution verticale des réactions redox sont contrôlées par l'activité biologique et dépendent des concentrations des oxydants. Les profils de concentration des ions sensibles aux processus d'oxydoréduction dans les eaux interstitielles ( $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{Mn}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ , et sulfite) et des éléments nutritifs (ammonium  $\text{NH}_4^+$ , phosphate  $\text{PO}_4^{3-}$ ) démontrent les effets de la dégradation de la matière organique.

*Froelich et al.* (1979) (cité par *Schulz et Zabel*, 2000) ont proposé de distinguer en 3 zones diagénétiques correspondant à des processus rédox différents:

- la zone oxygène où siège la respiration,
- la zone suboxygène où se produisent les processus de dénitrification et de réduction des oxydes de fer  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  et de manganèse  $\text{MnO}_2$ ,
- la zone anoxique lieu de la réduction des sulfates et de la méthanogénèse.

L'extension verticale de ces zones est radicalement différente selon l'environnement sédimentaire. On ne peut que constater que la concentration des éléments chimiques varie de façon importante dans la couche de surface.

### III.3.3. Analyse chimique des eaux interstitielles

Les profils des concentrations des éléments chimiques dans les eaux interstitielles reflètent les réactions chimiques se produisant dans le sédiment. Ces réactions sont principalement liées à la dégradation de la matière organique. Les éléments produits lors de la diagenèse précoce diffusent dans le sédiment en fonction des gradients de concentration qui s'établissent.

La diagenèse précoce change la concentration des composants chimiques dans l'eau interstitielle des sédiments. *Sultan et al.* (2000) proposent un mécanisme osmotique associé aux échanges ioniques entre l'eau interstitielle libre et l'eau adsorbée sur la surface de l'argile. La différence de concentration ionique (cations), à relier par exemple au gradient de salinité dans les couches superficielles, serait à l'origine d'une expulsion de l'eau localisée dans l'espace entre les plaquettes d'argile et d'une densification du matériau.

Une étude de biochimie sur les sédiments marins des premiers mètres d'enfouissement du bassin du Pérou, de profondeur d'eau supérieure à 4000 m a été effectuée par *Haeckel et al.* (2001). Ces mesures effectuées sur les échantillons à bord du bateau juste après le prélèvement ont permis de suivre les profils d'évolution des concentrations des ions ( $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{PO}_4^{3-}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mn}^{2+}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{SiO}^4$ ) des eaux interstitielles en fonction de la profondeur, jusqu'à six mètres. Les valeurs sont en général très faibles, de quelques  $\mu\text{mol/l}$  à quelques dizaines de  $\mu\text{mol/l}$ .

Une étude effectuée sur des sédiments au large du Congo, de profondeur d'eau voisine de 4000 m (*Schulz et Zabel, 2000*), a relevé des concentrations des ions  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  pouvant atteindre des valeurs de quelques dizaines de  $\text{mmol/l}$  dans les premiers mètres.

**Tableau III-3 Analyse des eaux interstitielles des sédiments du Golfe de Guinée**

Site/Carotte	Profondeur d'eau	Échantillons	Profondeur de l'échantillon
BB / Carotte 1	1252 m	1	0.15 m
		2	0.3 m
		3	0.4 m
		4	0.6 m
		5	1.1 m
		6	1.6 m
		7	2.1m
BB / Carotte 2	1334 m	1	0.4 m
		2	1.1 m

Les mesures peuvent être réalisées in situ (par des sondes spéciales) ou après extraction des eaux interstitielles en laboratoire. Les mesures in situ sont préférables mais elles ne sont pas faciles à faire. Lors de mesures après extraction, les erreurs sont liées à la technique de carottage, à la préparation des échantillons et à leur analyse. Dans le cadre de la thèse, plusieurs sédiments dans les deux premiers mètres de pénétration ont été analysés par un laboratoire de physico-chimie de

l'IFREMER. Ces mesures ont été effectuées sur les eaux extraites des échantillons par compression dans une cellule d'oedomètre. Les eaux ont été extraites d'une carotte de sols provenant du bloc 17 (site BB avec la présence de la couche indurée en surface).

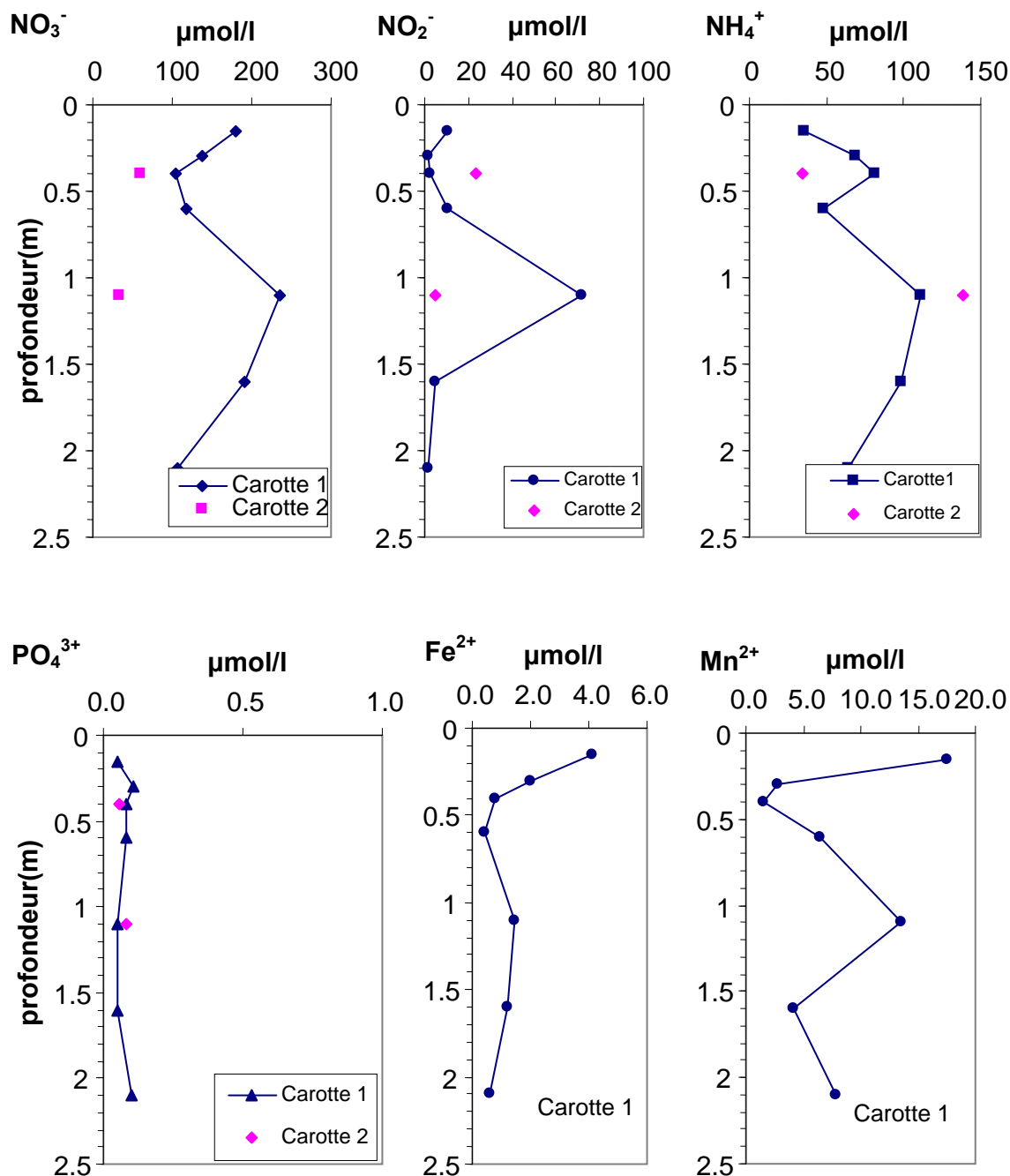


Figure III-8 Analyse chimique des eaux interstitielles des sédiments du Golfe de Guinée: site BB

La Figure III-8 montre les résultats d'analyse de certains composants chimiques des eaux interstitielles de ces sédiments. Les niveaux de concentrations en phosphate  $\text{PO}_4^{3-}$  paraissent très faibles (0.1  $\mu\text{mol/l}$ ). Si les échantillons sont restés à l'air trop longtemps avant la découpe il peut y avoir eu précipitation du phosphate sur les oxydes de fer, d'où diminution des concentrations.

*Haeckel et al.* (2001) présentent toutefois des profils avec des concentrations relativement faibles et constantes (environ 2-3  $\mu\text{mol/l}$ ) sur toute la profondeur. Les niveaux de concentrations en nitrate  $\text{NO}_3^-$  paraissent en revanche élevés. Dans les études de *Haeckel et al.* (2001), les concentrations ne dépassent jamais 50  $\mu\text{mol/l}$  pour s'annuler en profondeur. Les profils des concentrations des composants chimiques ne montrent pas un pic correspondant au pic de la résistance au cisaillement de ces sols, et elles sont très faibles par rapport à la concentration du sel (environ 38 g/l ou 0.65 mol/l, voir chapitre II).

Il faut rappeler que toutes ces mesures ont été réalisées sur des échantillons des carottes STACOR<sup>®</sup> prélevées en 2003, puis conservées pendant trois ans dans le laboratoire de l'IFP. Selon les spécialistes de chimie, dans les études en environnement côtier, les carottes prélevées doivent être immédiatement centrifugées pour récupérer de l'eau interstitielle afin d'éviter une évolution des paramètres chimiques. Si la centrifugation n'est pas faite immédiatement, les concentrations des composantes peuvent évoluer très rapidement. Donc les résultats d'analyse chimique obtenus ici par cette étude peuvent ne pas bien refléter les profils des ions chimiques dans les fluides des sols en place. En outre, on ne dispose d'aucune mesure chimique des eaux interstitielles sur les sédiments du Golfe de Guinée effectuées sur les navires de reconnaissance. Par ailleurs, dans cette étude, on n'a pas disposé d'analyses chimiques des eaux interstitielles de sédiments provenant de sites sans pic à titre de comparaison.

## III.4. BIOTURBATION

### III.4.1. Définition et classification:

La bioturbation est l'ensemble des activités générées par des organismes benthiques qui ont des conséquences sur les mécanismes et processus au sein des colonnes sédimentaires.

Les activités des organismes benthiques peuvent altérer les propriétés physiques et chimiques des sédiments. La bioturbation dépend des conditions environnementales comme la température, le taux de matière organique dans le sédiment, le type de faune benthique, la teneur en oxygène... Les effets de l'activité biologique sont généralement importants dans les premiers mètres supérieurs de sédiment.

Les activités des organismes vivants peuvent laisser des traces fossiles, des terriers ("*burrow*") dans les sédiments. Ils peuvent être vides ou remplis par des matériaux différents. Les terriers vides ne sont pas abondants dans les sédiments marins grands fonds.

En général, deux types de structures biogènes sont distingués : traces fossiles ("*distinct burrows*"), qui ont des formes déterminées et peuvent être classifiées par la paléontologie (*Häntzschel, 1975*), et "*indistinct burrows*", qui n'ont pas de forme exacte (*Ekdale et Mason, 1988*). Les dimensions des terriers dépendent des organismes. Des microburrows de dimension de 0.1 ou 0.2 mm et des traces fossiles de dimension centimétrique ont été observés (*Löwemark et Werner, 2001*).

*Berger et al. (1979)* ont étudié les sédiments marins grands fonds du Pacifique, prélevés par box-corer, et ils ont classifié des couches de sédiments d'après leur propriétés. Les sédiments en subsurface peuvent être divisés en trois couches: une couche mixte, une couche transitoire (transition layer) et une couche historique.

- couche mixte : de 5-10 cm de profondeur, couleur assez homogène, concentration intensive de petits terriers. L'épaisseur de cette couche peut être mesurée par la méthode d'utilisation de  $^{210}\text{Pb}$ ,
- couche transitoire : de 10 à 35 cm de profondeur, zone présentant des hétérogénéités en couleur, sédiment plus raide, concentration intensive de terriers, assez large terrier,
- couche historique : située au dessous de la couche transitoire ; sédiments plus raides, avec des terriers conservés.

Les terriers (ou traces fossiles) dans les sédiments raides sont observés visuellement, mais dans les sédiments mous avec des teneurs en eau élevées, une observation aux rayons X est nécessaire. Une procédure détaillée d'analyse des terriers dans les sédiments marins grands fonds a été proposée par un groupe de chercheurs biochimistes de l'université de Kiel, Allemagne, et est présenté par *Löwemark et Werner (2001)*. Cette procédure nécessite de couper la carotte de sol en tranches verticales de 1 cm d'épaisseur. Ensuite, les tranches des sols sont passées au scanner X.

L'image radiographique obtenue peut être observée avec une loupe de 4X pour détecter les petits terriers.

### III.4.2. Influence de la bioturbation sur les propriétés des sédiments

*Richardson et al.* (1985) ont observé une réduction de porosité dans les sédiments grands fonds prélevés par box-core dans le bassin du Venezuela, à un endroit où la bioturbation était présente (profondeur d'eau de 2000 à 2500 m). Ces auteurs supposent que la résistance au cisaillement des sédiments supérieurs est largement le résultat des activités biologiques couplées avec des réactions chimiques dans le sédiment (diagenèse précoce). Ils ont comparé les sédiments dans le bassin du Venezuela (avec bioturbation) et les sédiments au large de Puerto Rico (sans bioturbation) et ont observé une augmentation importante dans le profil de la résistance de cisaillement dans les sédiments du Venezuela. Ils supposent que la concentration intensive des terriers et le développement des liaisons chimiques sont à l'origine de cette forte augmentation de la résistance de cisaillement, mais cela reste une hypothèse de travail.

*Meadows et al.* (1994) ont étudié les sédiments profonds de l'océan Pacifique (profondeur d'eau d'environ 4000 m) et ils ont observé des hétérogénéités dans les profils de résistance au cisaillement. Ils ont pensé que les terriers et les activités biologiques sont à l'origine de ces variations.

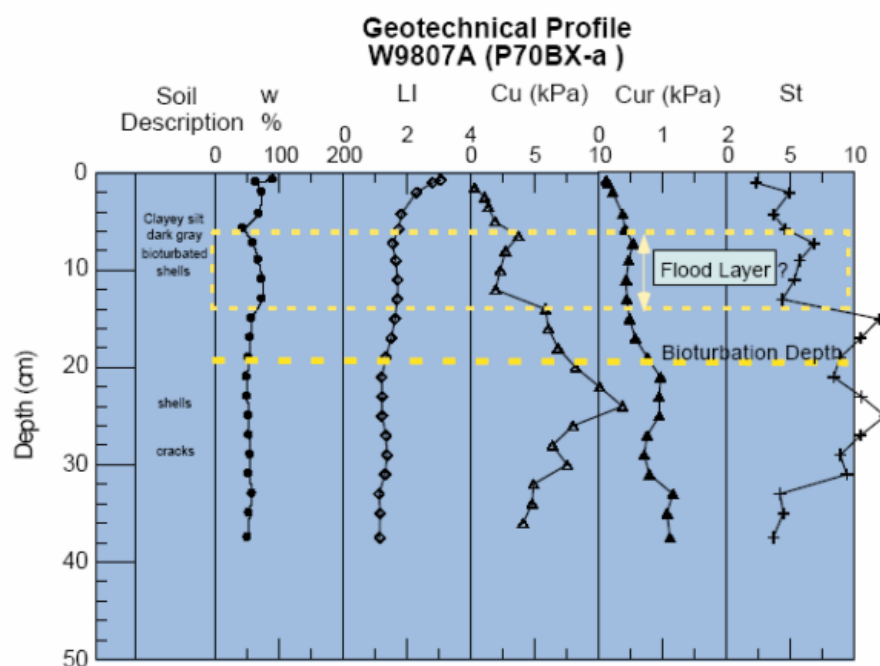


Figure III-9 Profil géotechnique d'un sédiment du fjord Saguenay, Canada (d'après Locat et al., 2002)

Pour les sédiments situés dans la couche supérieure (surtout dans les deux premiers mètres), avec une contrainte de consolidation effective de l'ordre de quelques kPa, l'influence des activités biologiques sur les propriétés physiques et mécaniques peut être plus importante que l'effet de



consolidation sous poids propre, alors que l'inverse est vrai pour les sédiments plus profonds, où l'effet de consolidation est plus important (Bennett, 1976).

Perret *et al.* (1995), Locat *et Lee* (1998), et Locat *et al.* (2002) ont étudié des sédiments du fjord Saguenay, au Canada (profondeur d'eau d'environ de 150 à 200 m) et des sédiments du plateau continental de Californie, aux Etats-Unis (de 200 m de profondeur d'eau). Ils ont observé une augmentation des densités et des résistances de ces sédiments dans les couches bioturbées. Comme montré sur la Figure III-9, la couche de turbidite (flood layer) possède une plus faible résistance au cisaillement ; cette couche a été formée par une sédimentation très rapide, dans laquelle la bioturbation est absente. Une augmentation très nette de la résistance au cisaillement est observée dans la couche inférieure qui correspond aux sédiments déposés avant le courant de turbidité en 1996. Les observations ont montré que cette couche est fortement bioturbée.

D'après ces auteurs, la bioturbation accélère les phénomènes de drainage, en plus de modifier la granulométrie. Le poids volumique des sédiments augmente, la teneur en eau et l'indice de liquidité diminuent. Un autre rôle de la bioturbation est l'augmentation de la résistance du sédiment (par cimentation ou autres phénomènes chimiques). Ils ont aussi noté que le développement des résistances des sédiments déposés régulièrement serait plus net que pour les sédiments déposés par le courant de turbidité (Perret *et al.*, 1995; Maurice *et Locat*, 1999; Locat *et Lee*, 1998). Les sédiments naturels ont été comparés avec des courbes SEDCON (sédimentation - consolidation) obtenues en laboratoire. Le SEDCON test permet de simuler les phases de sédimentation et de consolidation séparément. Les auteurs ont proposé un modèle qualitatif pour la bioturbation présenté sur la Figure III-10. La bioturbation diminue la porosité, augmente la densité des sédiments et donc leur résistance au cisaillement.

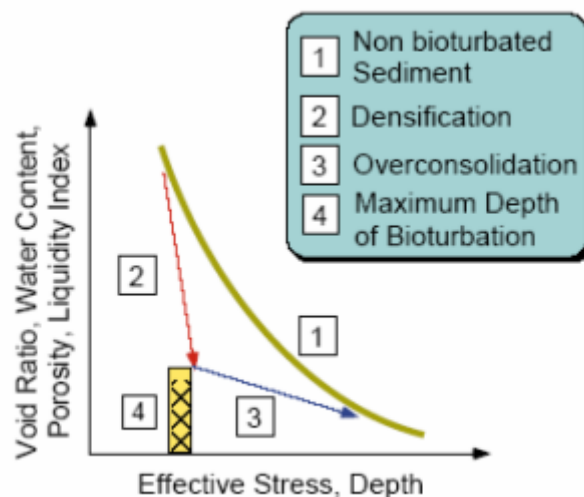
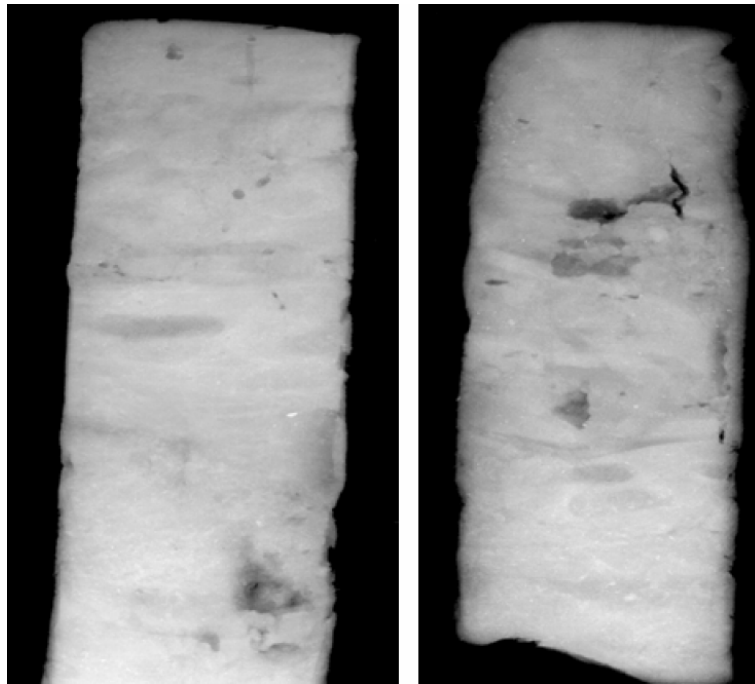


Figure III-10 Modèle de bioturbation dans les sédiments (Locat *et al.*, 2002)

Ehlers *et al.* (2005) ont étudié les sédiments de surface au large du Nigeria, à des profondeurs d'eau d'environ 1400 m ("crust zone"), avec un pic de résistance pénétrométrique CPTU en subsurface très similaire avec le pic retrouvé sur les sédiments provenant du bloc 17 du Golfe de

Guinée. Ce pic n'a pas été corrélé avec d'autres caractéristiques physiques des sédiments (indice de plasticité, teneur en eau, granulométrie). Les images radiographiques au rayon X sur les sédiments ont montré une bioturbation importante, avec une présence de terriers dans la zone correspondant à la profondeur du pic (30-40 cm au dessous de la surface). Sur la Figure III-11, la zone où se trouve le pic est caractérisée par une couleur plus claire, ce qui veut dire une densité plus élevée. De plus, les terriers remplis par des grains plus denses identifiés comme des grains de pyrites framboïdales semblent bien corrélés avec la zone où se trouve le pic. *Ehlers et al.* ont supposé que la bioturbation couplée avec les altérations géochimiques dans les matériaux remplissant des terriers, comme la pyrite, étaient à l'origine de cette couche indurée de surface.



**Figure III-11 Images au scanner X des carottes de sédiment en surface: bioturbation (Ehlers et al., 2005). La carotte de sol est de 10 cm de diamètre.**

Il est clair que la bioturbation et l'oxydation de la matière organique dans les sols sont deux phénomènes indépendants mais qui dépendent des conditions d'environnement communes comme le taux d'oxygène, l'apport de matière organique et la vitesse de sédimentation.

### **III.4.3. Bioturbation et conditions d'environnement**

La bioturbation dans les sédiments est fortement dépendante des conditions environnementales: teneur en oxygène au fond de la mer, température, sources d'alimentation, vitesse de courant de l'eau au fond, vitesse de sédimentation dans la zone et surtout type des faunes benthiques dans la zone étudiée.

*Löwemark et al.* (2004) ont observé les sédiments marins de la pente continentale au large du Portugal (profondeur d'eau 600-1800m). Ils ont fait une synthèse des types de terriers observés.

D'après ces auteurs, il y a une bonne corrélation entre les variations des traces fossiles et les changements de paléo environnement, notamment l'évolution de la concentration de l'oxygène au fond de la mer.

La bioturbation est intense dans les zones présentant un taux de sédimentation assez faible, laissant assez de temps pour son développement. Dans les zones moins profondes, le taux de sédimentation est souvent plus élevé, les traces fossiles sont en général moins abondantes (Howard 1975; Lindholm, 1987).

Une bonne corrélation entre la diversité des traces fossiles et la teneur en oxygène au fond de la mer a été observée par Smith *et al.* (2000) sur des sédiments du Golfe d'Oman ; cette zone est connue comme une « Oxygen Minimum Zone », une zone dont la teneur en oxygène de l'eau de mer au fond est très faible.

La teneur en oxygène de l'eau de mer au fond marin est un critère important pour l'étude des activités biologiques (ou bioturbation) dans les sédiments de surface. Levin *et al.* (2000) ont montré que la diversité de la faune benthique est fortement dépendante de la teneur en oxygène au fond de la mer. La teneur en oxygène dans l'eau de mer dépend de la région et de la profondeur de la colonne d'eau. L'« Oxygen Minimum Zone » (OMZ) est une zone dont la teneur en oxygène dans la colonne d'eau est inférieure à 0.5ml/l. L'OMZ est un phénomène au niveau mondial. Les plus larges OMZ se trouvent à l'Est de l'Océan Pacifique, dans le Golfe d'Oman et au Sud Ouest de l'Afrique. On peut voir que les profils d'OMZ sont semblables les mêmes, mais le niveau de la concentration minimale en l'oxygène O<sub>2</sub>, l'épaisseur de couche de l'OMZ, et la profondeur de la frontière en base est variable selon les régions.

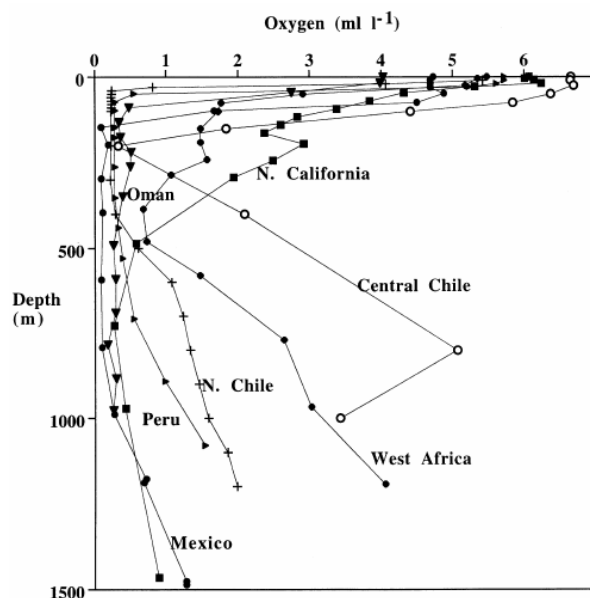
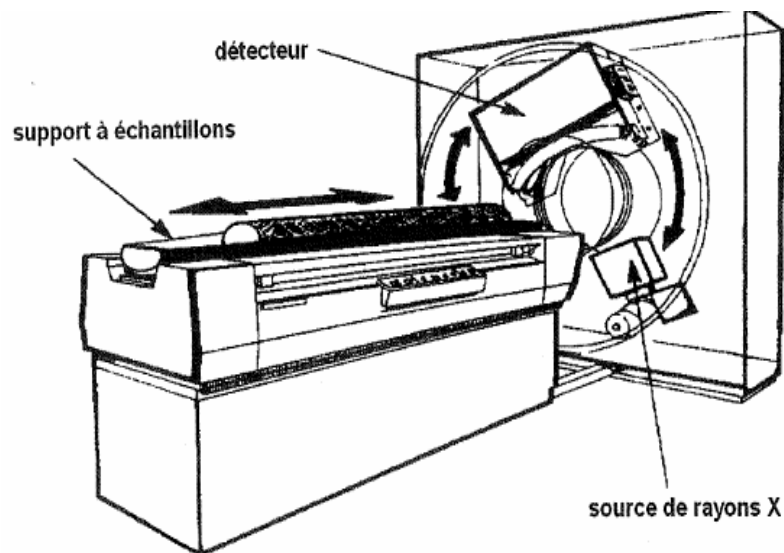


Figure III-12 Profil de la concentration de l'oxygène O<sub>2</sub> dans l'eau de mer, en fonction de la profondeur de la colonne d'eau (d'après Levin, 2003)

D'après ces études, les sédiments du Golfe de Guinée en l'Afrique de l'Ouest à des profondeurs d'eau d'environ 1300 m semblent ne pas être situés dans les OMZ. La concentration d'oxygène dans l'eau de mer d'environ 4 ml/l peut être considérée comme favorable pour la bioturbation (*Levin, 2003*), alors que dans le Golfe du Mexique, la concentration semble plus faible.

#### **III.4.4. Résultats des observations radiographiques en laboratoire de l'IFP**

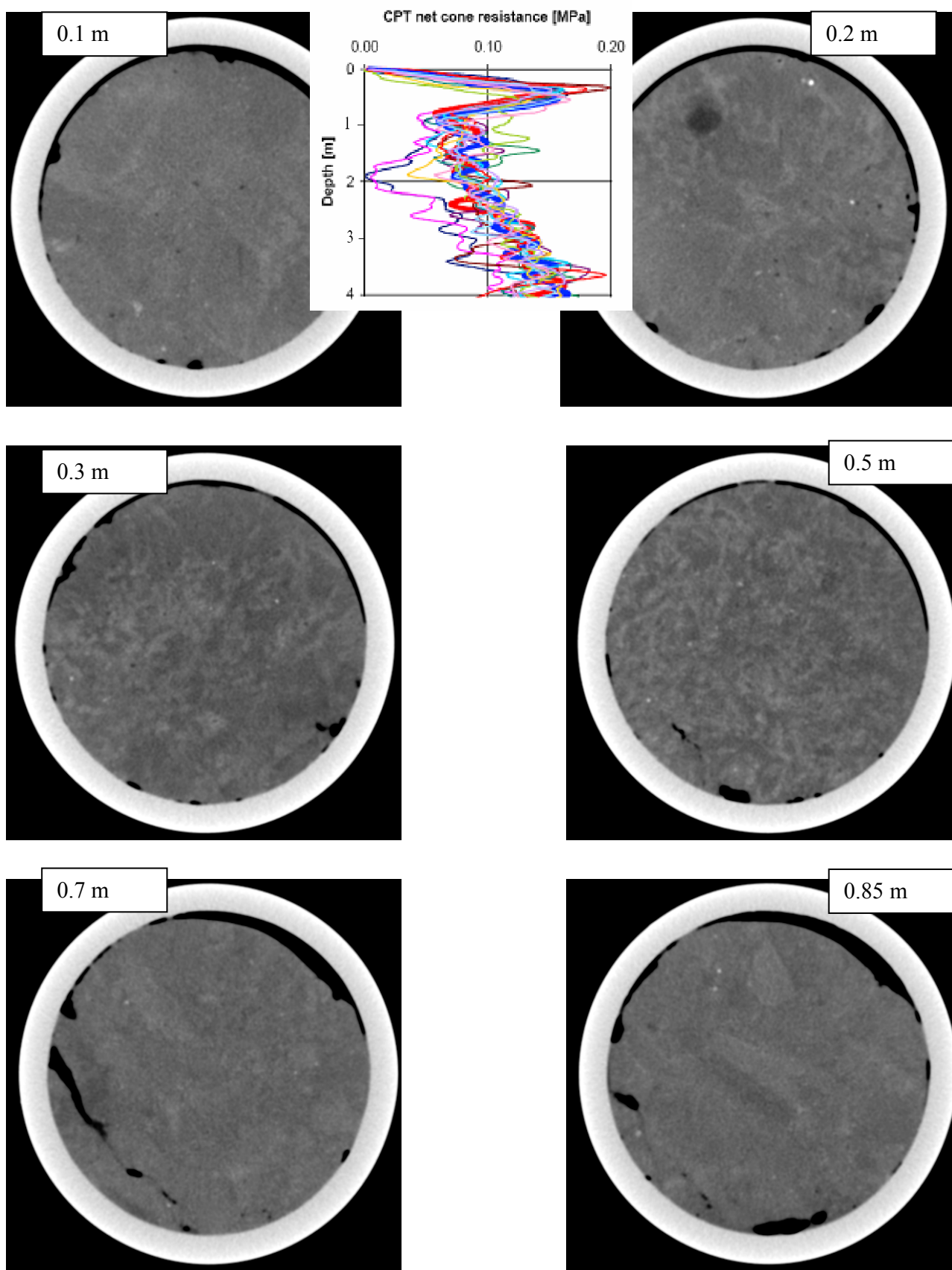
Plusieurs tronçons de carottes de sédiment prélevés sur les champs AA et BB qui présentent une couche indurée en surface, et d'une carotte de YY (sans pic) de profondeur 0-1 m ont été passés au scanner aux rayons X au laboratoire de l'IFP. L'appareil utilisé pour les opérations est un scanner de type médical (Figure III-13). Le Tableau III-4 présente le programme des observations effectuées. Les résultats sont présentés dans les figures ci-dessous.



**Figure III-13** Dispositif de scanner radiographique sur les carottes des sols

**Tableau III-4 Programme des observations au scanner X des carottes de sol du Golfe de Guinée**

<b>Site / Carotte</b>	<b>Profondeur d'eau</b>	<b>Tronçons: profondeur (longueur)</b>	<b>Observations</b>
BB STACOR® B1	1269 m	0 – 1.0 m (100 cm) 1.0 – 2.0 m (100 cm)	Coupes transversales (perpendiculaires à l'axe du tronçon) toutes les 1 cm
BB STACOR® B3	1252 m	0.1 - 0.6 m (50 cm) 1.1 - 1.6 m (50 cm) 1.6 - 2.1 m (50 cm) 2.1 - 2.6 m (50 cm) 2.6 - 3.1 m (50 cm) 9.1 - 9.6 m (50 cm) 9.6 - 10.1 m (50 cm)	Coupes transversales toutes les 1 cm + 2 coupes longitudinales
BB STACOR® P5	1285 m	1.0 – 1.4 m (40 cm) 1.4 – 1.8 m (40 cm)	Coupes transversales toutes les 1 cm + 2 coupes longitudinales
AA STACOR® F1	≈1400 m	0 - 0.9 m (90 cm) 3.9 – 4.9 m (100 cm) 10.9 – 11. 9 m (100 cm) 15.9 – 16.8 (90 cm)	Coupes transversales toutes les 1 cm
AA STACOR® F5	≈1400 m	0 – 0.8 m (80 cm) 4.8 – 5.8 m (100 cm) 10.8 – 11.8 m (100 cm) 17.8 – 18.8 m (100 cm)	Coupes transversales toutes les 1 cm
YY STACOR®	≈ 700 m	0.1 – 1.1 m (100 cm)	Coupes transversales toutes les 1 cm



**Figure III-14** Images au scanner X d'une carotte du site AA (le diamètre intérieur de la carotte est de 10 cm)

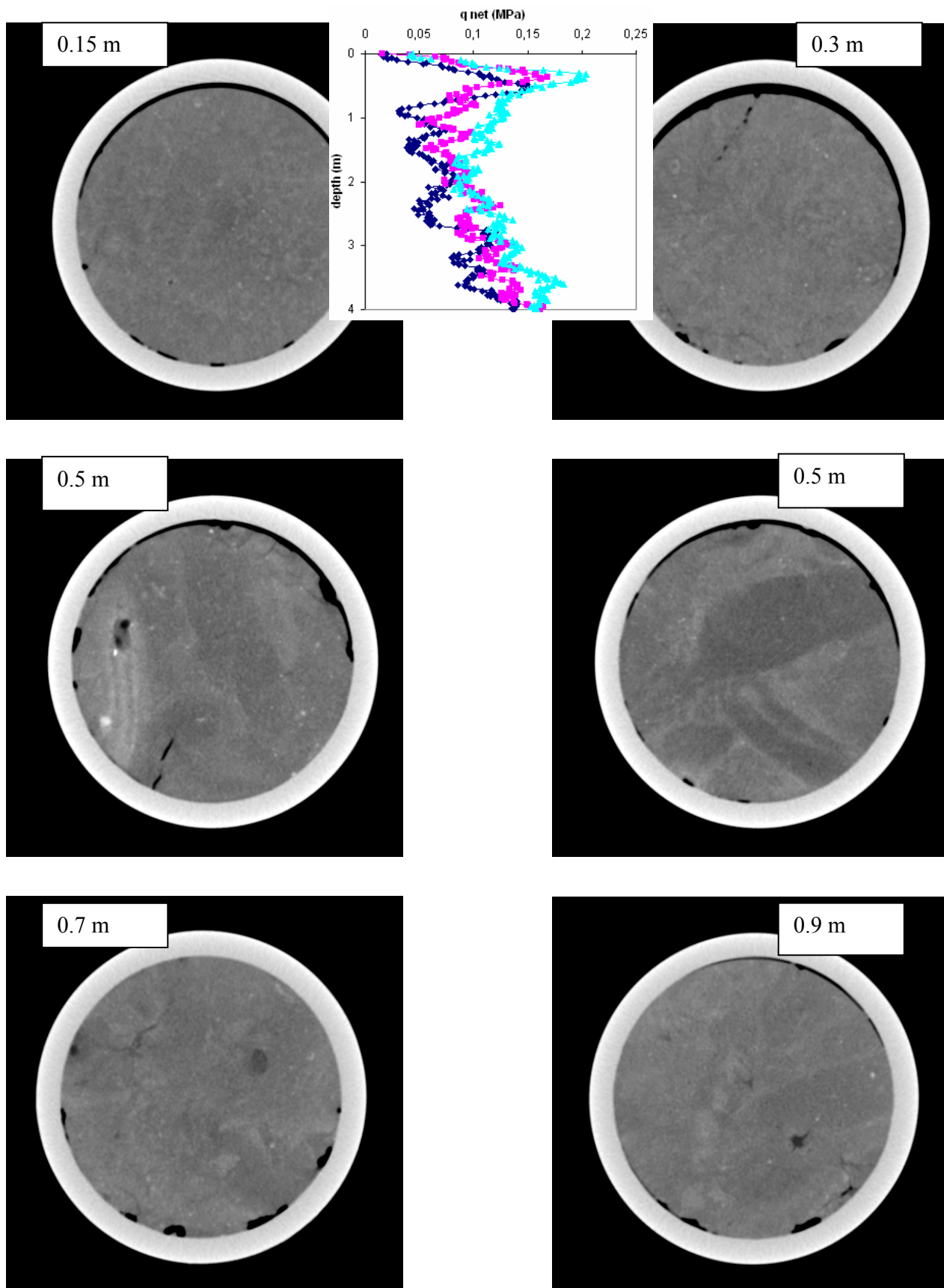
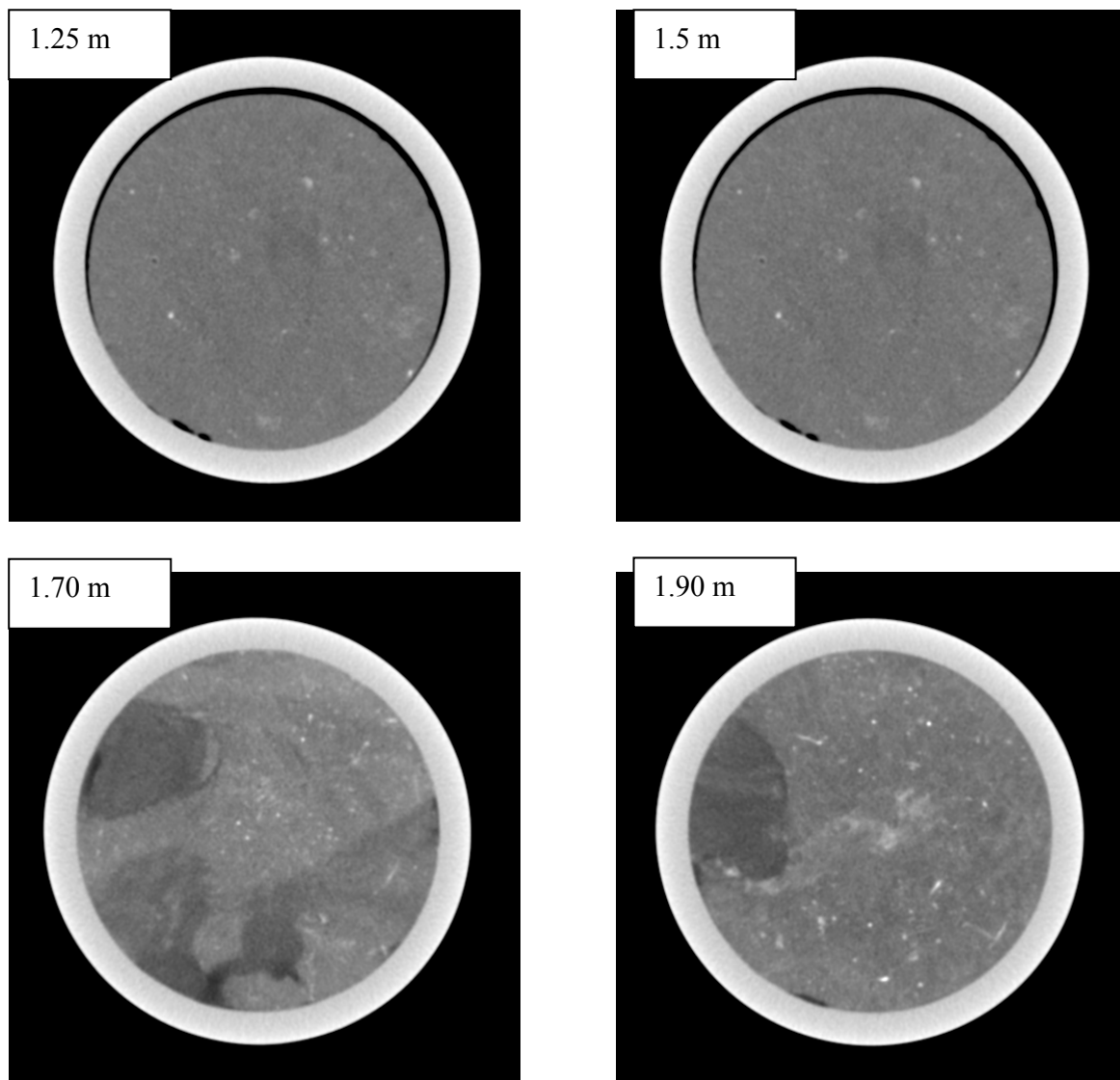


Figure III-15 Les coupes transversales d'une carotte du site BB de premier mètre (le diamètre intérieur de la carotte est de 10 cm)



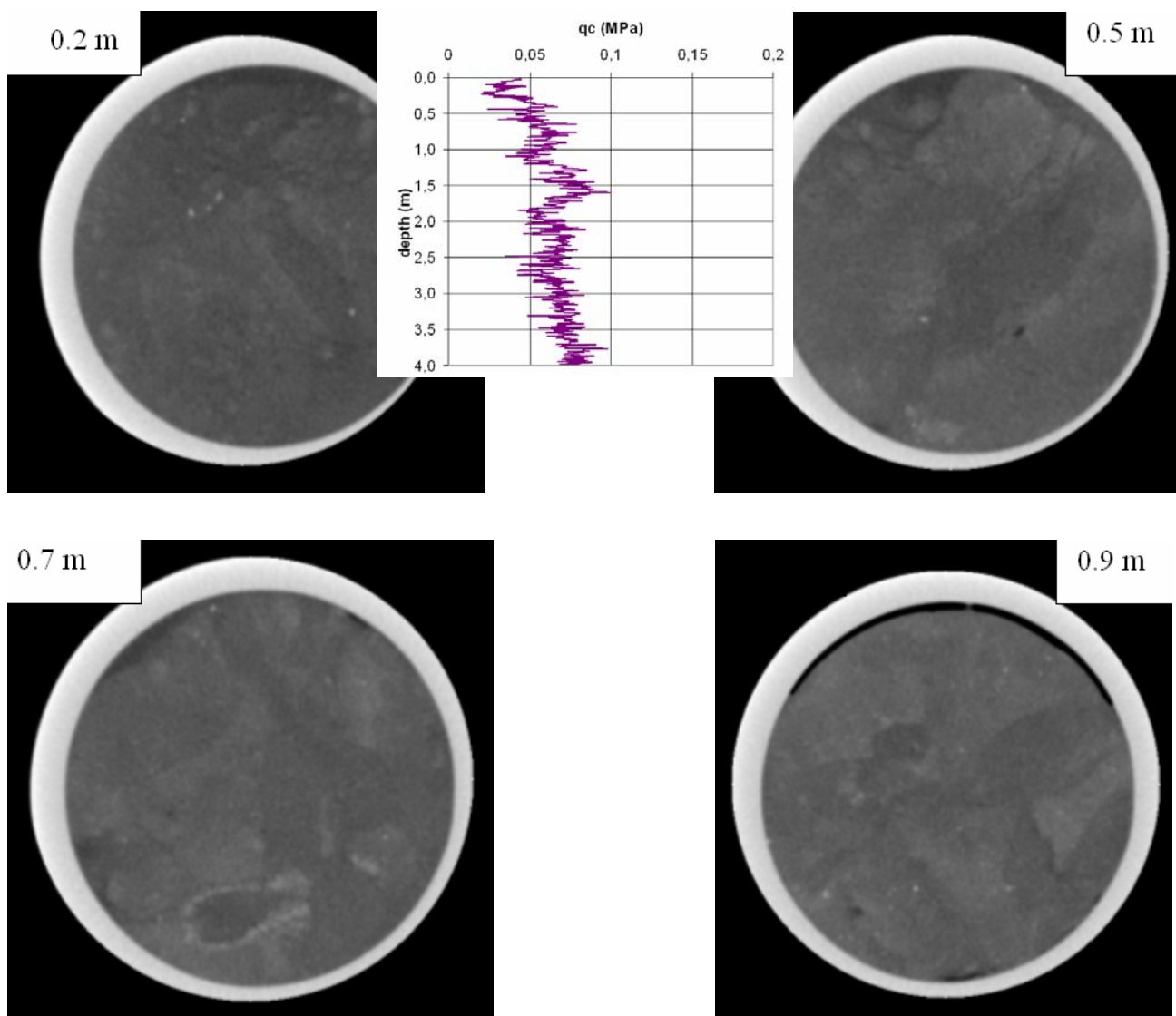
**Figure III-16 Coupes transversales d'une carotte du site BB (le diamètre intérieur de la carotte est de 10 cm)**

Sur les Figure III-15 et III-16, on observe des taches noires étendues sur plusieurs centimètres de sol et des points blancs. Les taches noires sont des zones de faible densité et les points blancs sont les points de matériau dense (coquillage ou pyrite?).

Les images radiographiques des sédiments du site AA (Figure III-14) montrent une bioturbation importante à la profondeur où se situe le pic en subsurface (0.30 – 0.50m). Beaucoup moins de traces biologiques ont été trouvées sur les sédiments des couches supérieures et inférieures. Sur les images radiographiques des carottes de BB, on constate de nombreuses taches radiographiques de couleur sombre, à priori de densité inférieure à l'entourage et de nombreux points blancs, qui traduisent un matériau très dense. Les images correspondantes à la profondeur du pic (0.5 m) montrent que les sédiments situés dans cette couche semblent plus hétérogènes que la couche supérieure et la couche inférieure (Figure III-15).

La morphologie des carottes des sites AA et BB est assez différente, il est donc difficile d'avoir une morphologie type avec la présence d'un pic.





**Figure III-17 Coupes transversales des sédiments de surface du site YY (le diamètre intérieur de la carotte est de 10 cm)**

Les photos effectuées au MEB dans cette étude ont identifié la présence des pyrite framboïdale dans les microfossiles, pour toutes les profondeurs de la carotte, en subsurface (0.5 m) et aussi en profondeur (9 m et 14 m) (voir chapitre II).

La Figure III-17 présente les coupes transversales d'une carotte de surface du site YY. On constate qu'il y a moins de taches radiologiques sur les sédiments de YY par rapport aux sédiments des sites AA et BB. Il semble que l'effet des activités biologiques (ou bioturbation) dans les sédiments du site YY soit moins significatif que sur les sédiments du site BB ou du site AA.

### III.5. CONCLUSIONS

L'existence du pic de résistance de pointe de CPTu de plusieurs sites de grande profondeur du Golfe de Guinée est confirmée par les mesures de laboratoire sur les carottes de sol d'excellente qualité récupérées par box corer. Les essais oedométriques sur cette couche du sol ont mis en évidence un taux de surconsolidation très élevé. L'origine mécanique (par glissement du terrain) de cette surconsolidation a été écartée par plusieurs études géologiques et géophysiques approfondies (cité par *Sultan et al., 2000; Puech et al., 2005; De Gennaro et al., 2005*). Le problème du pic et de la couche surconsolidée de ces sédiments est difficile à étudier dans le laboratoire car il concerne des sédiments très plastiques et faciles à remanier par les opérations comme le prélèvement, le transport, la conservation et la mise en œuvre pour les essais au laboratoire.

Le pic de résistance pénétrométrique CPTu ne se corrèle pas avec d'autres caractéristiques physiques des sédiments comme les limites d'Atterberg, l'indice de plasticité, la granulométrie, la teneur en carbonate, la valeur de bleu, sauf une légère diminution de la teneur en eau. Les analyses minéralogiques ont montré qu'il n'y avait pas de variation significative de nature des sols entre la zone où se situent le pic et les sédiments plus profonds.

Dans cette étude, plusieurs pistes ont été étudiées pour approfondir l'origine de la couche surconsolidée de surface des sédiments du Golfe de Guinée. Les recherches bibliographiques montrent l'influence importante des processus physico-chimiques sur les caractéristiques des sédiments juste au dessous du fond marin où les activités biologiques et chimiques ont lieu avec une forte intensité. Les observations au scanner tomographique aux rayons X montrent des structures différentes dans les images des sites avec pic et des sites sans pic. Les mesures physico-chimiques effectuées sur les eaux interstitielles extraites du sol n'ont pas montré une concentration ionique particulière dans les sédiments où se trouve le pic, mais ces mesures ont été faites après une longue période de conservation de la carotte (3 ans) ce qui peut modifier largement les propriétés chimiques. Toutes les activités physico-chimiques et biologiques, qui ont lieu dans les premiers mètres sont fortement dépendantes des conditions d'environnement, parmi lesquelles le taux de sédimentation est peut-être le facteur le plus important. Les mesures de vitesse de sédimentation effectuées dans la zone par Ifremer ont montré un taux faible (3-9 cm/1000 ans) depuis 10 000 - 12 000 ans. Ce taux faible peut souvent être considéré comme un facteur favorable pour les activités biologiques, les diagenèses géochimiques et la cimentation dans les sédiments en subsurface (*Joseph, 2006*). La possibilité d'une forte teneur en oxygène dans les eaux profondes du Golfe de Guinée est également favorable au développement de la bioturbation. Toutes ces activités conduisent le sol à une surconsolidation par des structures développées par des processus sédimentaire ou post-sédimentaire, dont l'effet sur la caractéristique mécanique du sol va être étudié plus en détail dans le chapitre suivant.

Par ailleurs, reste la question de la permanence de la zone indurée en surface alors que la sédimentation est un processus continu. Il faut donc également trouver un mécanisme de dégradation des conditions initiales avec l'enfouissement. Les études plus poussées sur les terriers

et leurs structures sont nécessaires pour mieux comprendre l'effet de la bioturbation sur les propriétés mécaniques des sols.

## IV. Chapitre IV:

# COMPORTEMENT ŒDOMETRIQUE DES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE: COMPRESSIBILITE ET EFFET DE STRUCTURE

### IV.1. CONTEXTE - GENERALITE

De nombreux essais œdométriques ont été effectués sur des échantillons de sédiments intacts et reconstitués des sols du Golfe de Guinée, prélevés par des carottes STACOR<sup>®</sup>, dans le cadre du projet CLAROM "Sols marins de grande profondeur" afin de comprendre le comportement mécanique, l'état de consolidation et la compressibilité de ces sols. Les résultats obtenus vont être présentés dans cette première partie du chapitre.

#### IV.1.1. Contrainte de préconsolidation - Taux de surconsolidation

Au de-là de 2m de profondeur environ, les essais œdométriques sur plusieurs sédiments du Golfe de Guinée indiquent généralement que la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  est supérieure à la contrainte verticale effective in situ  $\sigma'_{v0}$ . Les taux de surconsolidation (classiquement définis par le rapport entre la contrainte de préconsolidation et la contrainte en place) sont compris entre 1.3 et 2 (Figure IV-2, voir *Puech et al., 2004* ; *De Gennaro et al., 2004* ; *Favre et Hattab, 2006*). Sur les deux premiers mètres de quelques sédiments en provenance du bloc 17 (et aussi de quelques autres sites), on observe un taux de surconsolidation  $R_{OC}$  très élevé, qui peut atteindre une valeur de l'ordre 3 à 4 (*Sultan et al., 2000*). Ces fortes valeurs sont corrélées avec la présence du pic en résistance de pointe au pénétromètre. Il faut rappeler que selon les analyses géologiques et géophysiques, ces sédiments sont extraits de sites non suspects de glissement du terrain dans le passé. L'origine de cette surconsolidation inattendue avec le pic de résistance en surface a fait l'objet du chapitre III.

Quelques courbes de compression œdométrique sur les sédiments provenant des sites CC et YY du Golfe de Guinée ont été présentées sur la Figure IV-1.

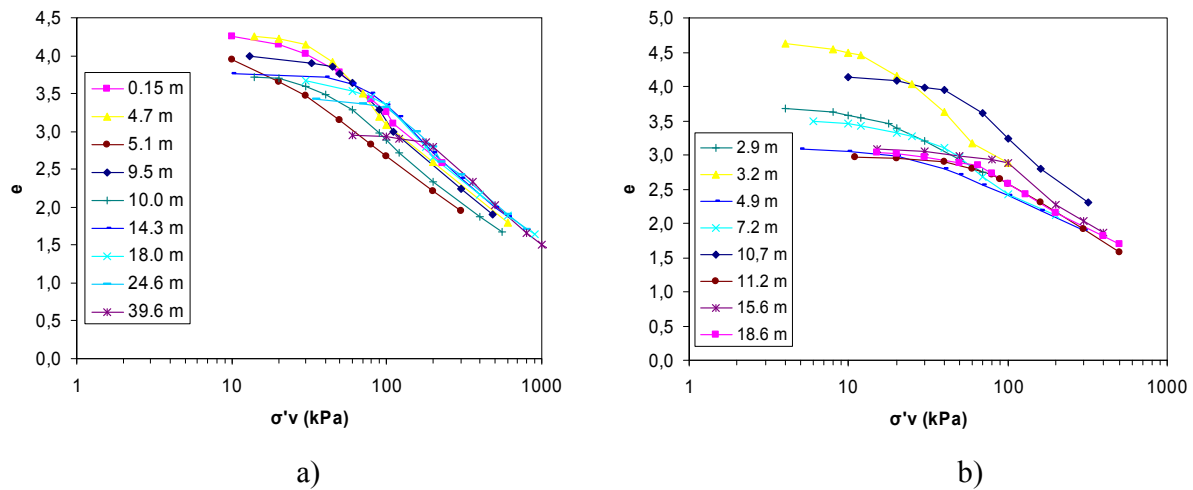


Figure IV-1. Essais oedométriques sur les sédiments du Golfe de Guinée (données de Fugro, 2003):

a) sédiments du site CC dans le bloc 17 (profondeur d'eau ~1300 m),

b) sédiments du site XX (profondeur d'eau ~700 m).

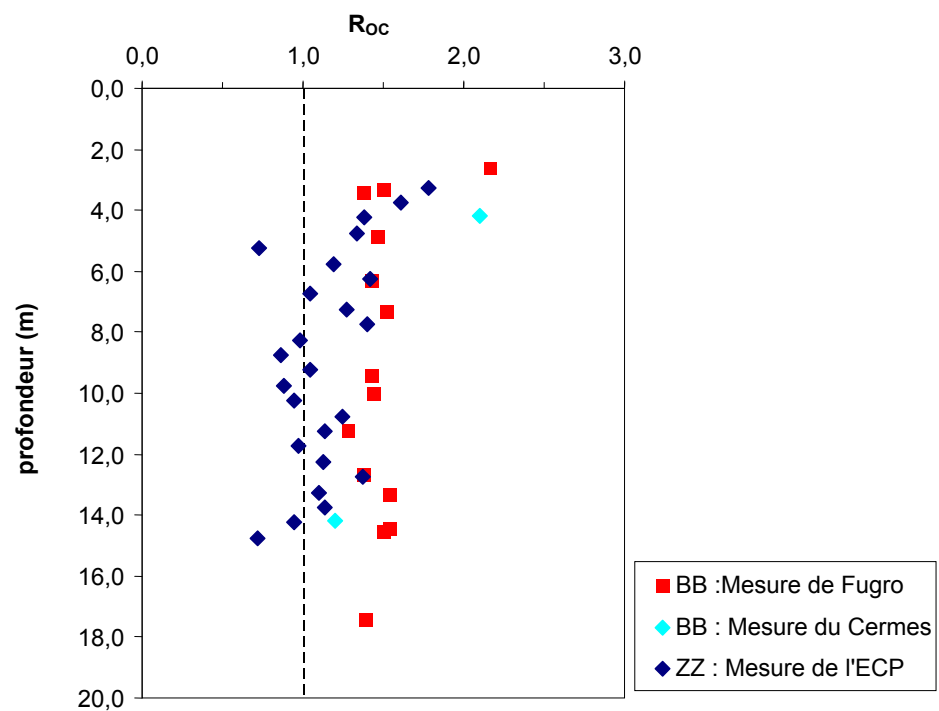


Figure IV-2. Taux de surconsolidation de sédiments du Golfe de Guinée (données Fugro, 2003; De Gennaro et al., 2004 ; Favre et Hattab, 2006)

### IV.1.2. Compressibilité $C_c$

Les indices de compression  $C_c$  des sols du Golfe de Guinée ont des valeurs comprises entre 1.75 et 2.0. Ces valeurs sont assez élevées en comparaison avec les compressibilités d'autres argiles molles:

- argiles marines profondes du Golfe du Mexique:  $C_c = 0.9$  à  $1.2$  (*Silva et al., 2000*),
- argiles de Bothkennar (Ecosse) :  $C_c = 1.0$  à  $1.5$  (*Smith et al., 1992; Hight et al., 1992*),
- argiles de la baie de Tokyo:  $C_c = 1.1$  à  $2.0$  (*Tanaka et Locat, 1999*),
- argiles de Saguenay, Québec:  $C_c = 0.7$  à  $1.0$  (*Perret et Locat, 1995*),
- argiles sensibles du Canada:  $C_c = 0.5$  à  $3.5$ , la plupart entre  $1.0$  et  $2.0$  (*Leroueil et al., 1983*).

La compressibilité des argiles dépend de leur nature minéralogique et de leur microstructure. Selon *Mitchell* (1993), la compressibilité varie de  $0.19$  à  $0.28$  pour les kaolinites, de  $0.50$  à  $1.10$  pour les illites et de  $1.0$  à  $2.6$  pour les montmorillonites. Les fortes valeurs de  $C_c$  des argiles du Golfe de Guinée, de  $1.75$  à  $2$ , confirment une fois de plus l'existence d'une fraction importante de smectites. Cependant les valeurs de  $C_c$  sont bien plus élevées que les valeurs calculées avec la formule proposée par Skempton ( $C_c = 0,009[w_L - 10]$ ) ; ceci indique que la compressibilité des sédiments n'est pas liée uniquement à la limite de liquidité.

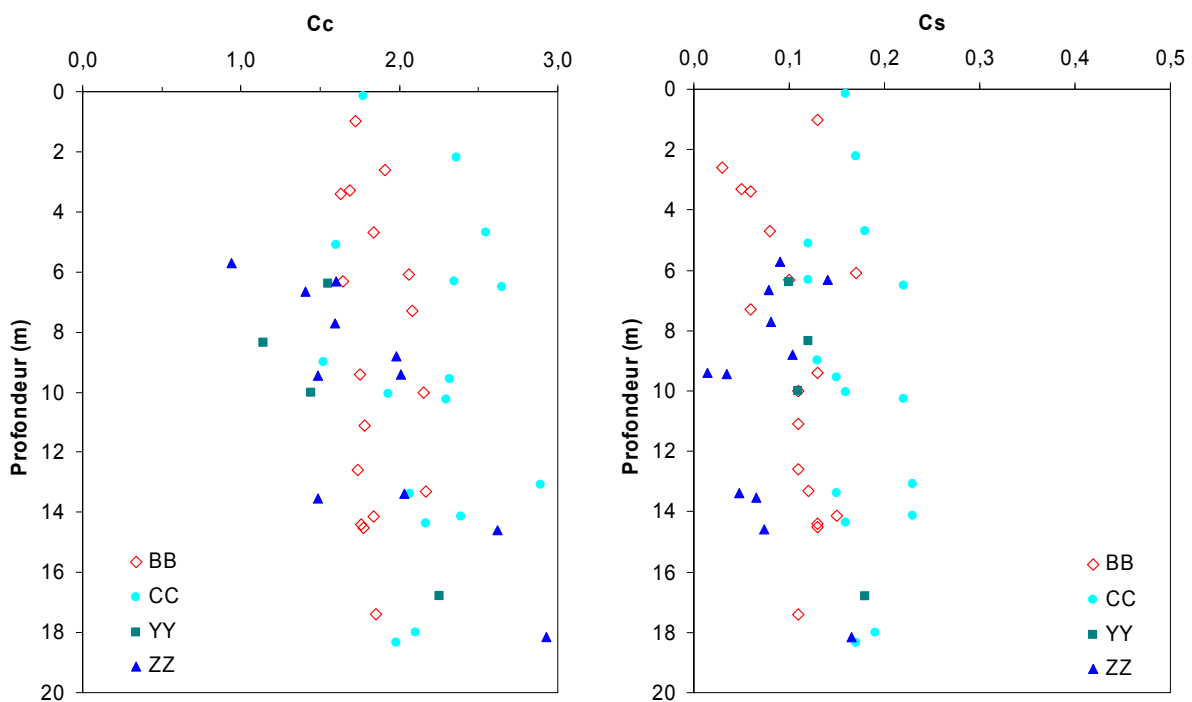


Figure IV-3. Indice de compressibilité  $C_c$  et de gonflement  $C_s$  des sédiments du Golfe de Guinée (Puech et al., 2004)

L'indice de gonflement  $C_s$  des sédiments du Golfe de Guinée est généralement compris entre  $0.05$  et  $0.2$ . Le rapport  $C_c/C_s$  est compris entre  $10$  et  $20$ , ce qui peut être considéré comme assez élevé.

### IV.1.3. Effet de la salinité sur le comportement mécanique des sols du Golfe de Guinée

On a pu penser que la surconsolidation apparente et le pic de résistance au cisaillement non drainée des sédiments de surface du Golfe de Guinée pourraient être expliqués par un effet osmotique (*Sultan et al., 2000*), dû à un gradient de concentration des ions dans l'eau interstitielle, dont le sel (voir chapitre III).

Afin de vérifier l'effet de la salinité sur les caractéristiques de compressibilité des sédiments, une série d'essais œdométriques a été réalisée au CERMES sur des échantillons balayés avec des solutions de NaCl de diverses salinités (voir *De Gennaro et al., 2004*) : 0 g/l (non salée), 38.6 g/l (naturelle), 77.2 g/l (double). Le processus de lessivage se termine lorsque la concentration en sel de l'eau d'imbibition de l'échantillon est stable (contrôlée par réfractométrie). Ces opérations nécessitent au moins une semaine, et jusqu'à 25 jours, en fonction du niveau de contrainte appliqué.

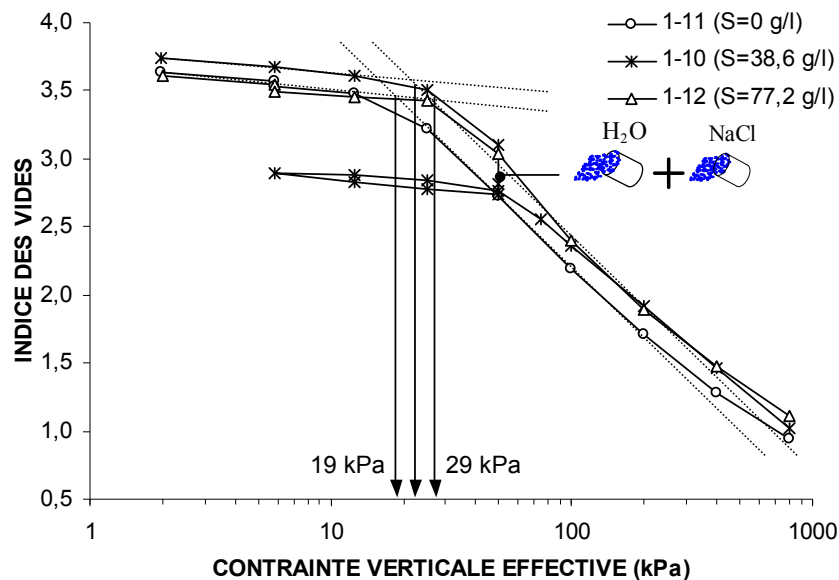


Figure IV-4. Résultats des essais œdométriques en fonction de la salinité (*De Gennaro et al., 2004*)

D'après les résultats obtenus, il semble que l'effet du changement de salinité de l'eau interstitielle sur les compressions œdométriques de ces argiles ne soit pas significatif. On remarquera notamment que la compressibilité des sédiments en phase élastique (pente initiale des courbes) et plastique (pente des courbes après l'écrouissage) est quasi identique quelque soit la salinité. On observe une légère augmentation de la contrainte seuil d'écoulement plastique lorsque la salinité augmente. Les seuils prennent les valeurs de 19, 23 et 29 kPa pour des salinités respectives de 0, 38.6 et 77.2 g/l. L'effet d'une salinité double de la salinité naturelle ne semble pas modifier notablement la limite d'écrouissage du sédiment. L' $R_{OC}$  maximum (calculé pour  $\sigma'_y = 29$  kPa et  $\sigma'_{vo} = \gamma'z = 3,3 \times 4,39 = 14,5$  kPa) vaut 2. Il reste donc dans la gamme des valeurs obtenues auparavant. Ces variations sont considérées comme faibles d'autant que comme signalé par *De Gennaro et al. (2004)*, la salinité 77.2 g/l de l'échantillon d'essai n'est pas réaliste, car la teneur

en sel du fluide interstitiel des argiles naturelles du Golfe de Guinée n'atteint jamais cette valeur. La déformation volumique en cours de lessivage (ou consolidation osmotique, *De Gennaro et al., 2004*) est inférieure à 3% ; elle est également faible par rapport à la déformation au cours de la consolidation secondaire mécanique à même contrainte.

Les analyses détaillées montrent que les caractéristiques œdométriques comme l'indice de compression  $C_c$ , de gonflement  $C_s$ , le coefficient de consolidation  $c_v$ , l'indice de fluage  $C_\alpha$  de ces argiles n'ont pas changé beaucoup entre des échantillons naturels et lessivés par des solutions de diverses concentrations salines. *De Gennaro et al. (2004)* en ont conclu que la variation de salinité a une faible influence sur le comportement œdométrique de cette argile.

Il faut cependant rappeler qu'en condition naturelle in situ, il existe plusieurs autres composantes chimiques dans l'eau interstitielle, dont les actions physico-chimiques éventuellement par osmose pourraient intervenir et changer la structure et la résistance des sédiments. En effet, c'est dans la couche superficielle que les activités physico-chimiques présentent la plus forte intensité.



## IV.2. EFFET DE STRUCTURE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS

Le comportement des sols reconstitués a fait l'objet d'études détaillées en laboratoire. Cependant, le comportement du sol naturel est différent de celui du sol reconstitué en laboratoire en raison d'un facteur de structure, pas toujours bien défini. D'après *Mitchell* (1993) la structure des argiles est liée à la combinaison de l'arrangement spatial des particules (fabric) et des forces de liaison entre particules (bonding). Les connaissances fondamentales dans ce domaine ont été développées pendant les dernières décennies par plusieurs auteurs (e.g. *Delage et Lefebvre 1984, Burland 1990, Leroueil et Vaughan 1990, Cotecchia et Chandler 1997 et 2000*). Une des difficultés principales quand on veut étudier les sols naturels est la grande variabilité de leurs structures. Les conditions de dépôt, comme la vitesse de sédimentation, la salinité de l'eau, la température et les courants... ainsi que les processus post dépôt, comme les glissements de terrain, l'érosion, la cimentation, le fluage, la bioturbation... peuvent contribuer à la variabilité de la structure des sédiments marins.

*Skempton et Northey* (1952) et *Skempton* (1970) ont étudié l'état in situ de nombreux sédiments normalement consolidés. Ils ont observé que dans le plan ( $e - \log \sigma'_{v0}$ ), la relation est presque linéaire pour les sédiments naturels (Figure IV-5). Pour une contrainte  $\sigma'_{v0}$  donnée, l'indice des vides  $e$  du sol dépend de la nature et de la minéralogie du sol, indiqués par la limite de liquidité  $w_L$ . Plus la limite de liquidité est élevée, plus l'indice de vides  $e$  est également élevé.

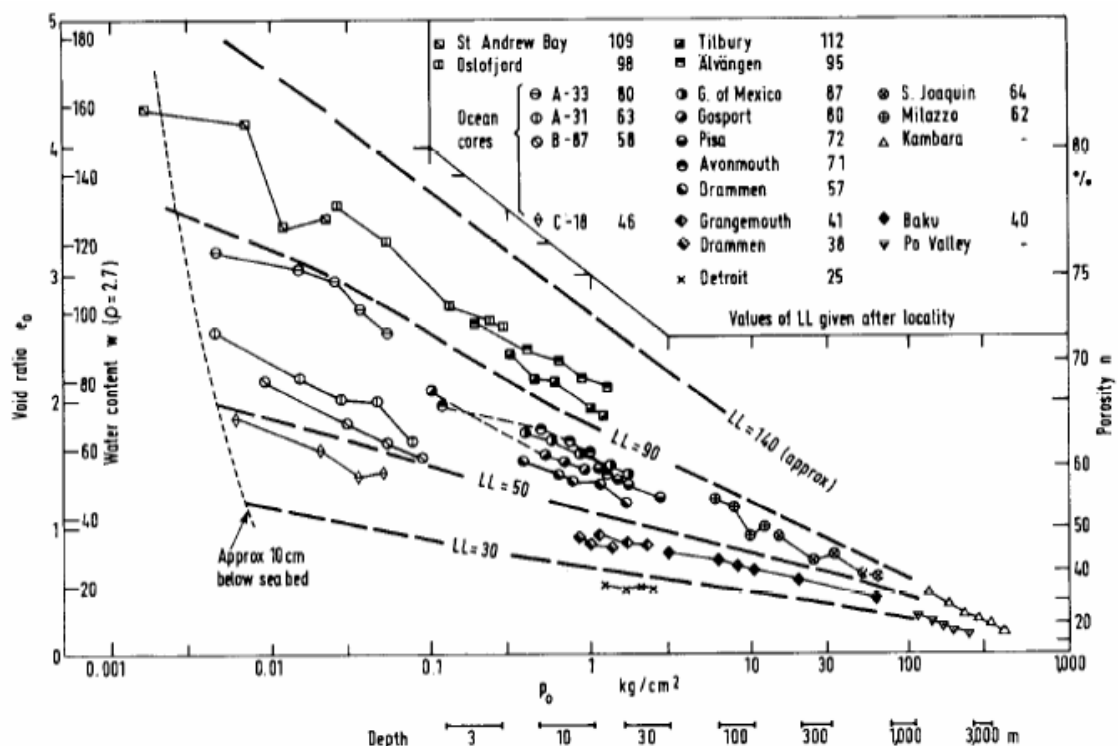


Figure IV-5 Relation entre indice des vides  $e$  et la contrainte de consolidation verticale (Skempton, 1970)

Skempton et Northey (1952) ont présenté l'état in situ de plusieurs sols naturels dans le diagramme indice de liquidité-contrainte verticale ( $I_L - \log \sigma'_v$ ). La Figure IV-6 représente ces données sur les sédiments naturels à partir des travaux de Skempton et Northey (1952), Graham et al. (1983), Lacasse et al. (1985) (cité par Cotecchia et Chandler, 2000). Ces courbes ont été présentées initialement par Terzaghi (1941), comme "sedimentation curves" (SC).

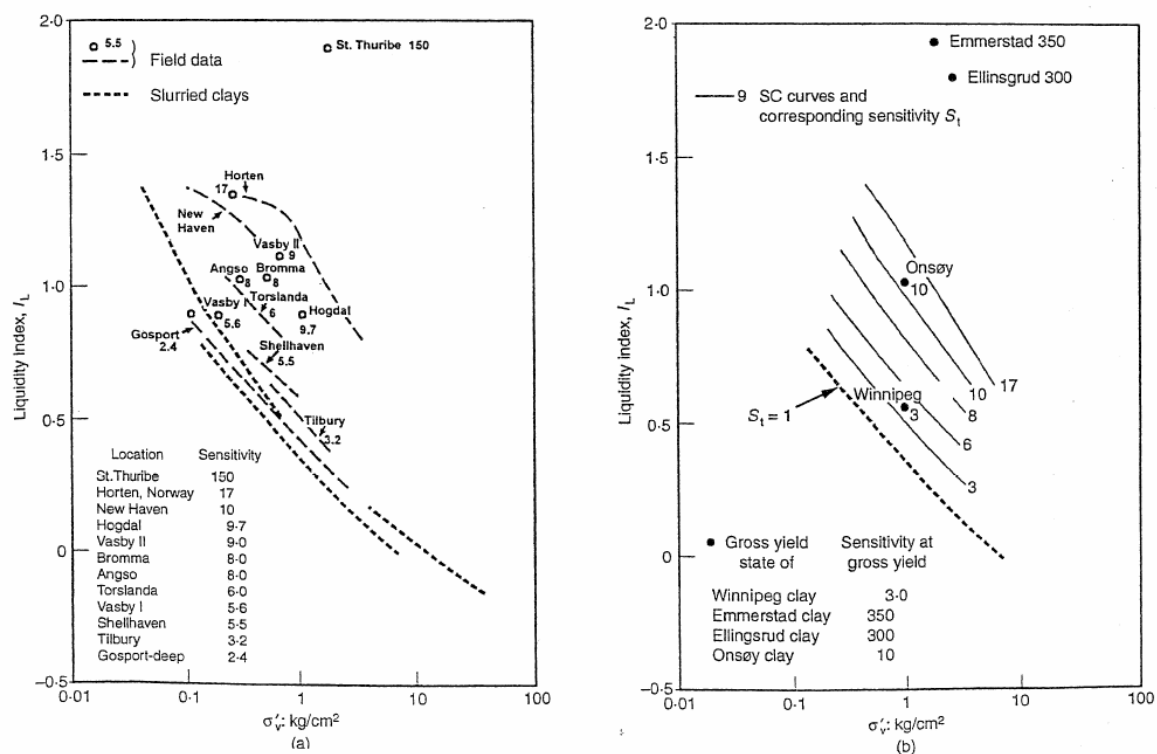


Figure IV-6. a) État in situ des sédiments normalement consolidés et état de compression des sédiments reconstitués (Skempton et Northey, 1952); b) Sensibilité et limite d'écoulement plastique des sédiments naturels (Graham et al., 1983; Lacasse et al., 1985) (cité Cotecchia et Chandler, 2000).

Selon Cotecchia et Chandler (2000), la plupart des courbes de sédimentation (SC) des sédiments reconstitués (*slurried clay*) présentées sur la Figure IV-6-a sont confondues. Ceci montre qu'ils ont des réponses similaires en compression unidimensionnelle. Au contraire, la différence entre les SC des sédiments naturels montre une grande variation de structure, les structures des sédiments naturels étant plus "ouvertes" que celles des sédiments reconstitués. De plus, comme présenté sur la Figure IV-6-a, chacune des argiles naturelles se trouve sur une courbe SC qui correspond approximativement à sa sensibilité. La Figure IV-6-b représente les courbes SC de plusieurs argiles naturelles, avec des sensibilités comprises entre 3 à 20 ; ces courbes SC sont approximativement parallèles. Comme montré sur la Figure IV-6-a, les argiles avec les mêmes valeurs de sensibilité suivent les mêmes courbes SC, ce qui veut dire que leurs structures ont une réponse similaire sous la compression unidimensionnelle.

En étudiant la relation entre les courbes de sédimentation du sol en place avec les courbes de compression en laboratoire et les caractéristiques mécaniques des argiles (reconstituées et naturelles), Burland (1990) a établi une relation importante entre les caractéristiques intrinsèques

des sédiments reconstitués et celles des matériaux naturels. Il a proposé un concept qui permet de relier la compressibilité des sols naturels et reconstitués par l'introduction d'un paramètre  $I_v$ , indice des vides normalisé, défini comme suit :

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*}; \quad (IV-1)$$

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^*;$$

dans laquelle  $e_{100}^*$  et  $e_{1000}^*$  sont les indices des vides dits intrinsèques, obtenus par consolidation des sédiments reconstitués sous 100 kPa et 1000 kPa respectivement. Pour certains sols, ces valeurs peuvent être obtenues à partir de l'indice des vides à la limite de liquidité,  $e_L$ . Ces corrélations sont présentées dans *Burland (1990)*.

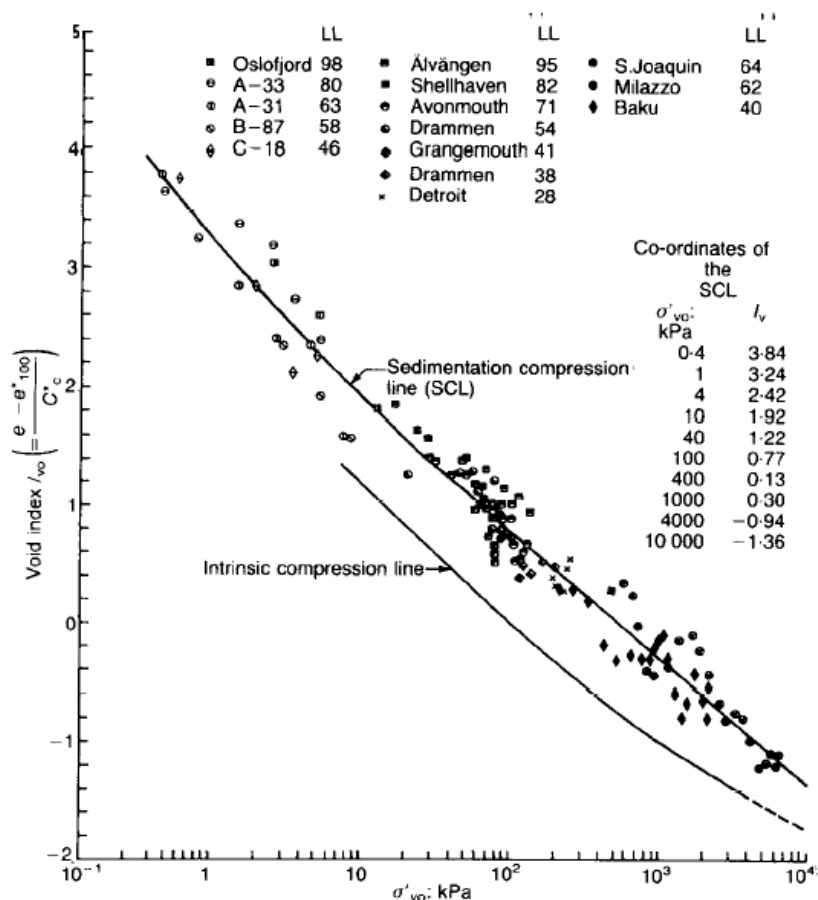
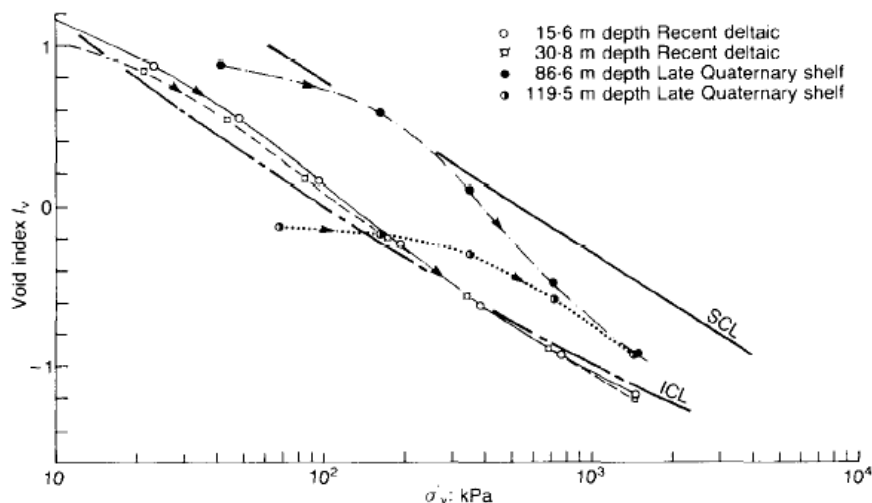


Figure IV-7. Définition de ICL et SCL des sédiments (d'après Burland, 1990)

En utilisant l'indice des vides normalisé  $I_v$ , on peut corréler les compressibilités de plusieurs argiles. En représentant les résultats des essais de compression de plusieurs argiles reconstituées dans le plan  $I_v - \log \sigma'_v$ , Burland a trouvé que ces courbes sont alignées sur une même ligne qu'il appelle "Intrinsic Compression Line" ou ICL. Il a montré également que l'ICL est quasi-parallèle à la courbe de sédimentation des sols naturels, appelée "Sedimentation Compression Line" ou SCL (Figure IV-7). La SCL de Burland a été obtenue en traçant les états naturels de plusieurs sédiments dans le plan  $(I_v - \log \sigma'_v)$ . On trouve que la SCL est placée à droite de la ICL pour la plupart des sols sédimentaires, ce qui veut dire que pour un même indice des vides, le sédiment

naturel peut supporter une contrainte effective  $\sigma'_v$  plus élevée que le matériau reconstitué, en raison du supplément de résistance permis par sa structure. On peut également présenter cela en disant qu'à contrainte effective égale, le matériau argileux naturel aura une densité plus faible que le matériau reconstitué.

*Burland* a étudié les essais œdométriques de plusieurs sédiments du delta de Mississippi et trouvé que, pour les sédiments superficiels, les courbes œdométriques des sols, de 15.6 m et de 30.8 m de profondeur, sont proches de l'ICL. Ces sédiments sont largement sous consolidés, à cause d'une sédimentation très rapide. Ces sédiments sous consolidés possèdent en fait une structure proche de celle des sédiments reconstitués (Figure IV-8). Au contraire, pour des sédiments plus profonds (86.5 m à 119.5 m), les courbes œdométriques, avant le seuil de plasticité, tendent vers la SCL et ensuite convergent vers l'ICL. D'après *Burland*, ces résultats confirment que les conditions de dépôt (vitesse de sédimentation et caractéristiques de l'eau) affectent profondément la structure des sédiments. Un régime lent de sédimentation peut conduire à une structure plus ouverte, à un indice de vides élevé avec un état des sédiments situé au dessus ou sur la SCL. En revanche, une sédimentation rapide peut conduire à une structure plus orientée et à un indice des vides plus faible (Figure IV-8).



**Figure IV-8. Sédiments du delta du Mississippi : ICL, SCL et quelques essais œdométriques (*Burland*, 1990)**

*Cotecchia et Chandler* (2000) ont étudié et développé l'approche de *Burland* (1990). Ils ont analysé l'effet de structure sur le comportement de l'argile en général et proposé un nouveau cadre conceptuel de comportement de l'argile, intégrant l'histoire des effets de sédimentation et de la diagenèse. En fait, ils ont trouvé que la SCL n'est pas une ligne unique, mais que plusieurs SCL existent et sont parallèles à la SCL de *Burland*. Elles sont distantes de l'ICL par une distance égale à la sensibilité du sol  $S_t$ , rapport entre les résistances de sédiment intact et celui reconstitué de même teneur en eau. De plus, en représentant les courbes SCL et ICL sur une même figure, ces auteurs constatent que le SCL de *Burland* correspond à des sols dont la sensibilité  $S_t$  est approximativement égale à 5 (voir la Figure IV-9). Autrement dit, les auteurs ont considéré la sensibilité  $S_t$  comme un facteur de structure du sol.

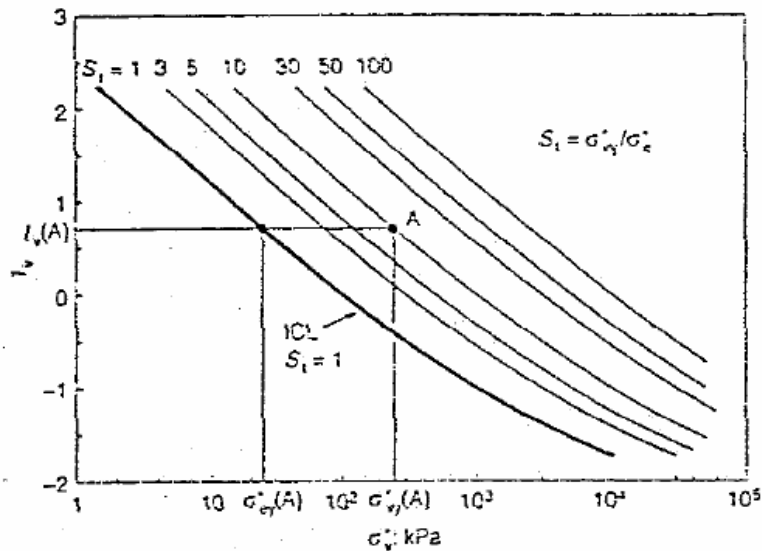


Figure IV-9. Plusieurs Sédimentation Compression Line existent (SCL de Burland correspond à  $St \cong 5$ ) (Cotecchia et Chandler, 2000).

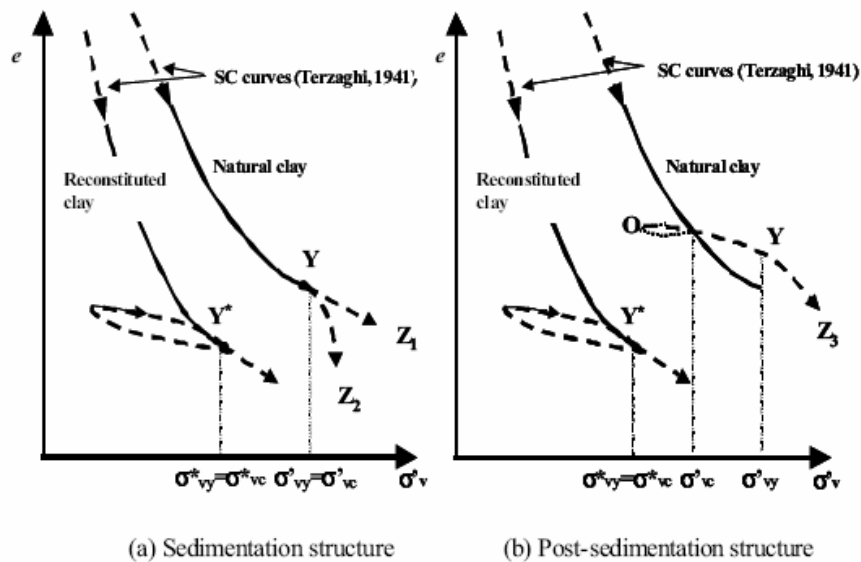


Figure IV-10 Courbes de compression typiques a) sédiments avec structure sédimentaire; b) sédiments avec structure post-sédimentaire (Cotecchia et Chandler, 2000).

Cette approche, sur le plan de  $I_v - \log \sigma'_v$ , permet de visualiser l'effet de structure et l'histoire de la sédimentation d'une argile en comparant les courbes de compression oedométrique et les courbes ICL et SCL (dédiées de la valeur  $S_t$ ).

Au cours de la sédimentation et de la diagenèse, plusieurs facteurs peuvent intervenir et éventuellement augmenter la résistance du sol. Dans ce cas, la contrainte seuil de plasticité  $\sigma'_{vy}$  du sol peut être plus élevée que la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ . De même, une argile normalement consolidée avec une structure post-sédimentaire pourrait avoir une courbe de compression qui dépasse la SCL à la contrainte in situ ( $\sigma'_v = \sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) avant de changer de pente de compressibilité à la contrainte seuil d'écoulement plastique ( $\sigma'_v = \sigma'_{vy}$ ) (Figure IV-10).

Généralement, pour des sols normalement consolidés ou surconsolidés avec une "structure post-sédimentaire", le taux de surconsolidation  $R_{OC}$  géologique est plus faible que le "yield stress ratio" YSR selon l'expression suivante :

$$R_{OC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} < YSR = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}} \quad (IV-2)$$

*Cotecchia et Chandler* (2000) ont étudié plusieurs argiles différentes et ont défini le "stress sensitivity" comme le rapport entre les contraintes  $\sigma'_{vy}$  in situ et la contrainte équivalente  $\sigma'_{ve}$  des sols reconstitués au même volume spécifique (ou même indice des vides) :

$$S_\sigma = \sigma'_{vy}/\sigma'_{ve}. \quad (IV-3)$$

Pour plusieurs sols étudiés (argile de Bothkennar, argile de Papadai, de Londres, de Todi.... comme montré sur la Figure IV-11-a, ils ont trouvé que le "stress sensitivity" est égal à la sensibilité  $S_t$ , donc  $S_t = S_\sigma = \sigma'_{vy}/\sigma'_{ve}$  (Tableau IV-1).

Récemment, l'approche de *Cotecchia et Chandler* a été appliquée à l'étude des argiles marines d'offshore très profond d'Atlantique (profondeur d'eau 4000 m) (*Baudet et Ho, 2004*). La Figure IV-11-b montre les courbes de compression 1-D normalisées avec l'indice des vides  $I_v$ . Les contours de SCL correspondant aux valeurs de sensibilité  $S_t$  tracées sur la même figure montrent que les sensibilités des sédiments sont en général comprises entre 50 et 500. Même si les valeurs absolues ne semblent pas être très précises, l'ordre de grandeur de ces valeurs de  $S_t$  extrêmement élevées peut refléter un degré élevé de structure dans ces argiles, dû probablement à une sédimentation très lente (0.1-30 mm/1000 ans) ; les photos au MEB sur ces sols par ailleurs ont montré une structure très floculée. Les auteurs ont observé que ces deux sols (GME et NAP) ont des comportements très similaires malgré la différence de leur nature minéralogique (teneur en carbonate très élevée pour GME, ~50% et quasi-absence du carbonate pour NAP). L'effet de structure post-sédimentaire dans ces sols semble plutôt lié à l'arrangement des particules que leur cimentation (ou « bonding », les liaisons entre les grains).

**Tableau IV-1 Propriétés des argiles étudiées selon l'approche de Cotecchia et Chandler (2000)**

Argile	IP	$I_L$	$S_u$ (kPa)	$S_t$	$R_{OC}$	YSR	$S_\sigma$	Profon- deur (m)
Bothkennar ( <i>Smith et al., 1992</i> )	40-60	0.78		4 -7.3 (triax)	1.2-1.3	1.36-1.6	6	6
Boom ( <i>Coop et al., 1995</i> )				1.5 (triax)	~1	2.0-2.2	1.5	247
London ( <i>Burland et al., 1990</i> )	36-42	-0.1	~300	2.1 (triax)		16-40	>2	9-28
Vallericca ( <i>Burland et al., 1996</i> )	33.4	0.05		2.5 (triax)	7.9	7.9	2.47	
Todi ( <i>Burland et al., 1996</i> )	28	-0.76		2.3 (triax)	12.6	18.5	2.25	
Pappadai ( <i>Cotecchia, 1996</i> )	35	0.1	500	3.2 (triax)	3	6	3.5	25
Argile grands fonds d'Atlantique :								
- GME ( <i>Baudet et al., 2004</i> )	48-72			> 50 ?				12-33
- NAP ( <i>Baudet et al., 2004</i> )	41-46			> 50 ?				4

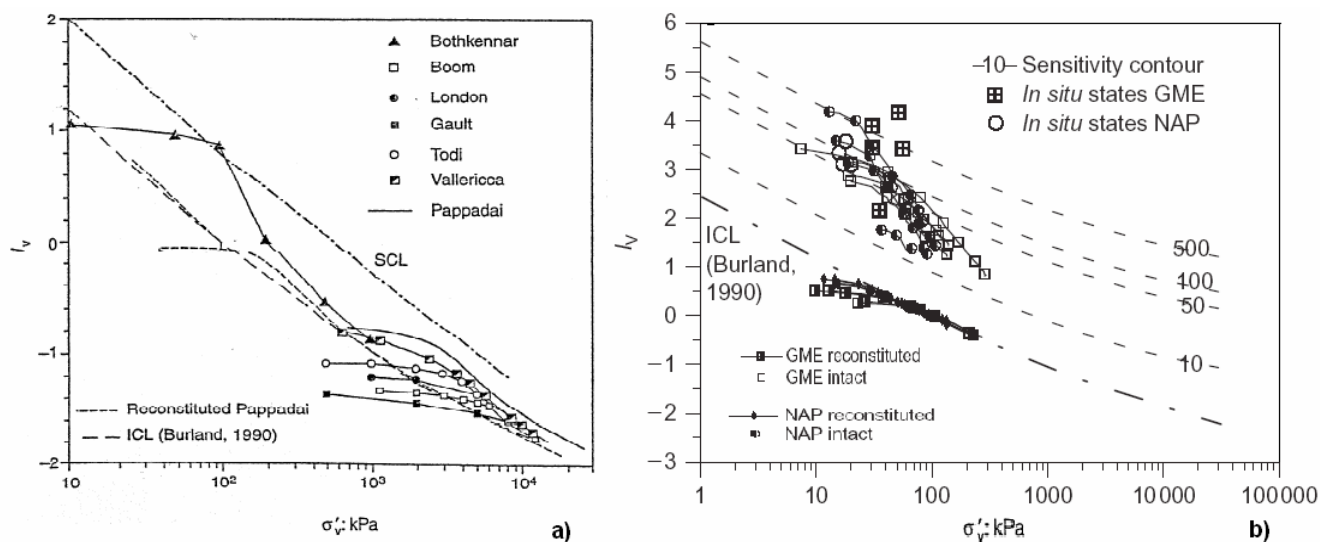


Figure IV-11. a) Courbes de compression des sédiments naturels et reconstitués normalisées avec  $I_v$  (Cotecchia et Chandler, 2000); b) Courbes de compression normalisées pour les sédiments d'offshore profonds (Baudet et Ho, 2004)

## IV.3. ETUDE EXPERIMENTALE: COMPORTEMENT OEDOMETRIQUE DES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE

### IV.3.1. Programme d'essais

Plusieurs essais œdométriques classiques ou avec un taux d'incrément de charge  $\Delta\sigma_v/\sigma_v = 1.0$ , ont été effectués dans le cadre de cette étude. Les échantillons ont été confectionnés par carottage, à partir de tranches cylindriques d'une épaisseur d'environ 3 cm et de diamètre 10 cm, découpées à la scie à métaux dans des carottes cylindriques STACOR® à disposition. Cette opération est assez délicate, car les chocs sur le matériau peuvent fortement perturber l'état des sédiments. Une fois prélevée, la tranche de sol a été disposée horizontalement sur une surface non absorbante, afin d'éviter une modification de la teneur en eau naturelle. Un carottier (diamètre 70 mm, épaisseur de la paroi 3 mm), dont le bord inférieur est très effilé, a été poussé délicatement dans la tranche de sol, en prenant soin d'avoir une surface bien horizontale. Une fois cette opération effectuée, le sol en excès en haut et en bas du carottier a été retiré en découpant les bases supérieure et inférieure à l'aide d'un fil de fer très fin (section de diamètre égale à environ 0,5 mm). Ces portions de sol ont été utilisées pour la mesure de la teneur en eau. Dans tous les essais, le drainage est permis sur les deux faces de l'échantillon et aucune mesure de pression interstitielle n'est effectuée. Les essais sont effectués sur les échantillons de 10, 11 ou 20 mm de hauteur et de 70.0 mm de diamètre, et deux pièces de papier filtre sont installées sur les deux faces de l'échantillon.

L'effet de structure sur le comportement mécanique des sols a été présenté dans la partie précédente (IV.2). Afin de mieux comprendre cet effet sur les sédiments du Golfe de Guinée, plusieurs essais oedométriques ont été effectués sur des sédiments reconstitués en laboratoire suivant la procédure proposée par *Burland* (1990). Le sol est bien mélangé avec une certaine quantité d'eau déminéralisée afin d'avoir une pâte homogène avec une teneur en eau d'environ  $1.25w_L$ .



Figure IV-12. Dispositif d'expérimental : l'oedomètre (CERMES/ENPC)

La charge de confinement vertical est appliquée au moyen d'un bras de levier, qui maintient la contrainte verticale constante pendant la durée du palier. La durée des paliers de chargement,



effectués dans la gamme 2kPa - 1600kPa, a été fixée à 24 heures (norme AFNOR NP 94-090-1). Cette durée assure la dissipation de la surpression du fluide interstitiel  $\Delta u_w$ , due à l'application de la charge, et l'établissement de l'état de contrainte effectif dans le matériau.

Plusieurs carottes STACOR<sup>®</sup> de sédiments profonds en provenance du site BB (~1300 m de profondeur d'eau) dans le Golfe de Guinée ont été utilisées pour ce programme. Les résultats des ces essais sont analysés et discutés dans la partie suivante, en comparaison avec les résultats obtenus dans le cadre du projet CLAROM.

**Tableau IV-2 Programme d'essai oedométrique sur les sédiments du Golfe de Guinée**

<b>Sol</b>	<b>Carotte</b>	<b>Profondeur d'enfouissement</b>	<b>Contrainte effective maximale</b>
<b>Sols naturels</b>	BB/ Da 06s	0.6 m	1280 kPa
		3.7 m	id
		13.95m	id
	BB/ STA P2	0.5 m (4 essais)	50 - 200 - 800 -1600 kPa
		0.65 m	800 kPa
		1.1 m	id
		2.4 m	id
		4.9 m (2 essais)	800 - 1600 kPa
		9.9 m	1280 kPa
		11.9 m	id
		13.8-14.0 m (2 essais)	800 -1600 kPa
	BB/ STA B1	17.5 m	1280 kPa
		4.3 m	1600 kPa
<b>Sols reconstitués</b>	BB/ STA P2	0.5 m (4 essais)	50-200-800-1600 kPa
		0.4 m	1280 kPa
		0.8 m	id
		1.1 m	id
		4.9 m	id
		11.9 m	id

### IV.3.2. Analyse des résultats

Les caractéristiques de consolidation et de compressibilité de ces argiles ainsi que les paramètres  $M$ ,  $C_c$ ,  $C_s$ ,  $c_v$ ,  $C_a$  et  $k_v$  sont présentés et discutés en détail dans ce chapitre. Les argiles reconstituées sont utilisées pour pouvoir comparer avec le comportement des argiles naturelles.

#### IV.3.2.1. Courbes de consolidation

Les courbes de consolidation représentent l'évolution des tassements  $\Delta h$  (ou bien les déformations verticales  $\Delta \varepsilon_v$ ) de l'échantillon en fonction du logarithme du temps à chaque palier de contrainte vertical effective  $\sigma'_v$ .

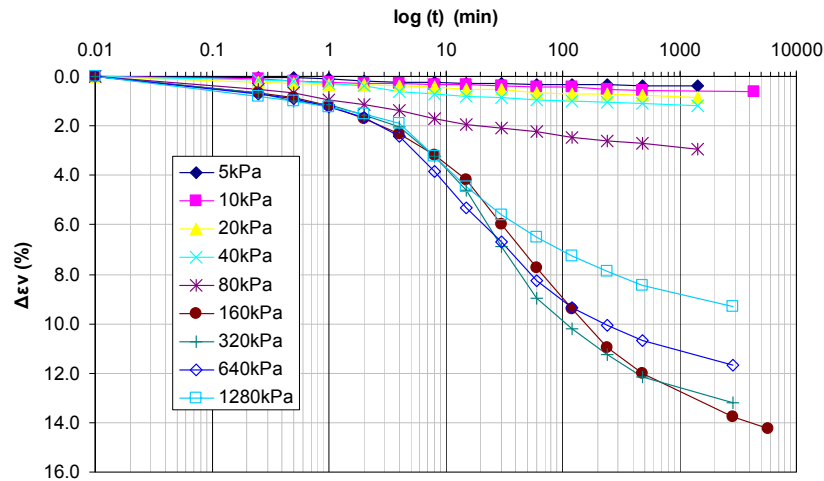


Figure IV-13. Courbes de consolidation d'un sédiment intact du site BB

La méthode de Casagrande a été appliquée afin de déterminer le temps de consolidation primaire  $t_{100}$ , ainsi que le coefficient de consolidation  $c_v$ , d'après la théorie de Terzaghi. Pour les échantillons d'argile de 20 mm d'épaisseur, une durée de palier de charge de 24 h est suffisante pour atteindre la phase de consolidation secondaire, et les coefficients de consolidation secondaire  $C_\alpha$  peuvent être déterminés. Les résultats ont montré que pour ces sols le  $t_{100}$  varie entre quelques minutes à moins de 2 heures.

#### IV.3.2.2. Courbes œdométriques et pression de 'préconsolidation'

Les courbes de compression œdométrique des échantillons de sédiment naturel sont présentées sur la Figure IV-14.

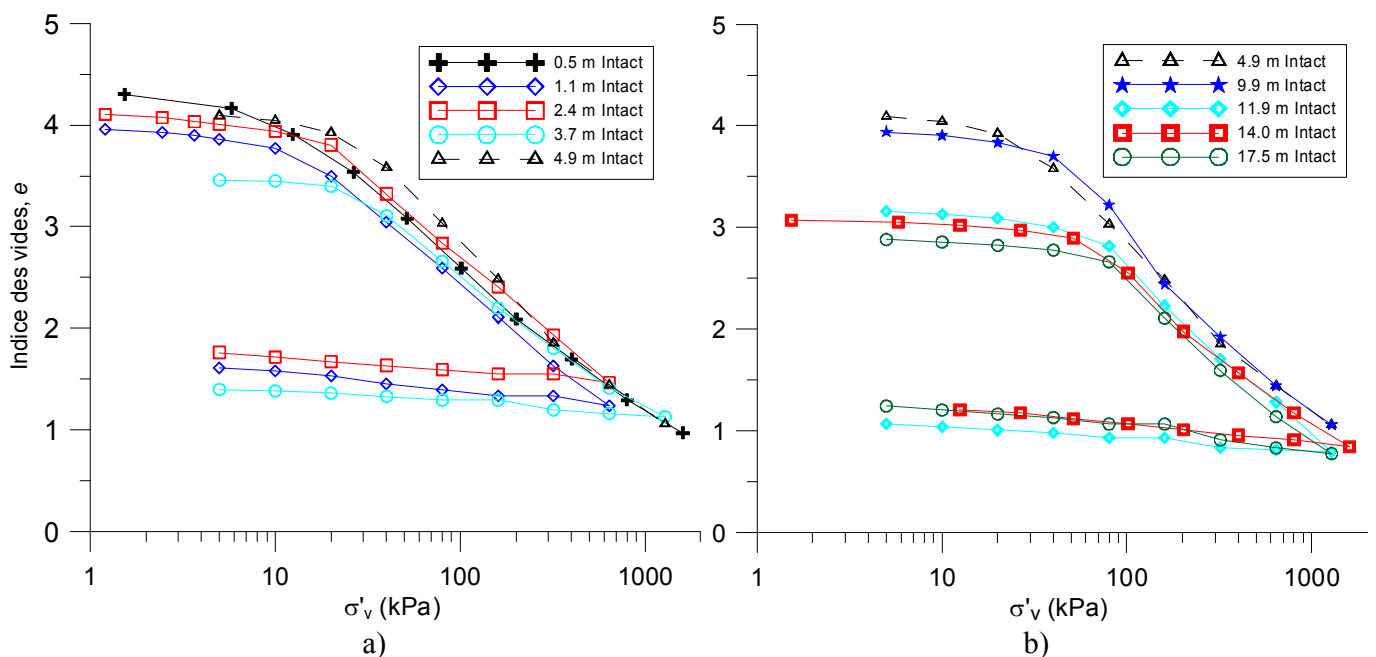


Figure IV-14. Courbes œdométriques des sédiments naturels du site BB : a) échantillons de profondeur de 0.5 m à 4.9 m ; b) échantillons de profondeur de 4.9 m à 17.5 m

Ces courbes permettent de déterminer la contrainte seuil d'écoulement plastique  $\sigma'_{vy}$  (ou contrainte seuil de plasticité). Plusieurs méthodes peuvent être utilisées (Casagrande, LCPC). Dans cette étude, les deux méthodes donnent des valeurs semblables (voir aussi *Puech et al., 2004*).

La contrainte verticale in situ ( $\sigma'_{v0}$ ) du sédiment peut être déterminée par les poids propres des couches supérieures:

$$\sigma'_{v0} = \sum \gamma' \cdot z ; \quad (IV-4)$$

dont  $\gamma'$  est le poids propre déjaugé de sol, et  $z$  la profondeur.

Il faut distinguer les trois contraintes suivantes :

- $\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale in situ, calculée par les poids déjaugés des couches supérieures,
- $\sigma'_p$  : contrainte effective de consolidation géologique maximale que le sol a subi dans son histoire,
- $\sigma'_{vy}$  : contrainte seuil d'écoulement plastique ou limite d'élasticité (déterminé à partir de la courbe œdométrique).

Le taux de surconsolidation  $R_{OC}$  ( $R_{OC} = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ ) peut être calculé si  $\sigma'_p$  est connue. Comme mentionné précédemment les valeurs de YSR et de  $R_{OC}$  ne sont pas nécessairement égales. *Burland* (1990) et *Cotecchia et Chandler* (2000) suggèrent d'utiliser le YSR au lieu de  $R_{OC}$  pour le sédiment qui n'a jamais été soumis dans son histoire à une contrainte supérieure à celle qu'il supporte actuellement, et le  $R_{OC}$  est égal à l'unité dans ce cas. *Cotecchia et Chandler* (2000) ont étudié le comportement de plusieurs argiles et ont observé, pour certaines argiles, des valeurs YSR supérieures aux valeurs de  $R_{OC}$ . D'après ces auteurs, la différence entre deux valeurs est due à un effet de structure dans l'argile pendant ou après la sédimentation (voir IV.2). Pour les sédiments du Golfe de Guinée étudiés ici, le vrai  $R_{OC}$  est égal à 1. Selon les données disponibles, il n'y a pas eu de surconsolidation liée à un événement majeur d'origine géologique (i.e. déchargement suite à un glissement produit sur la pente sous-marine dans la zone).

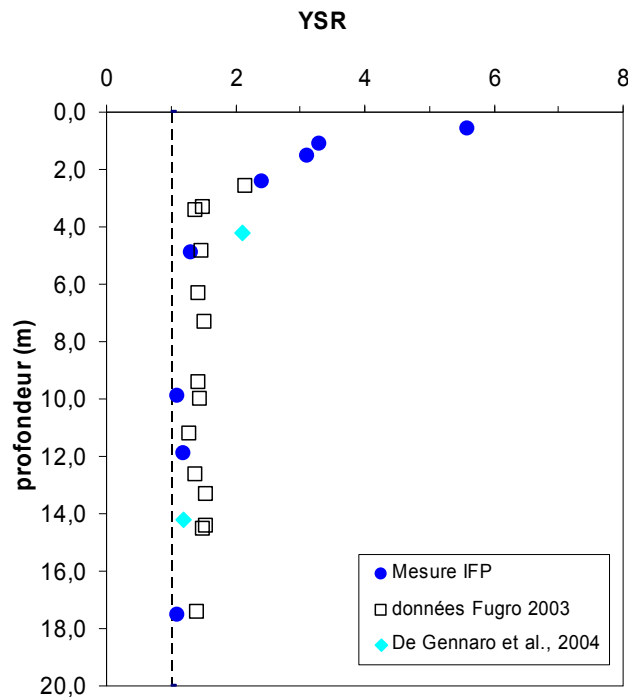


Figure IV-15. YSR des sols du site BB

Les valeurs d'YSR sont toujours plus élevées que l'unité, et elles sont particulièrement élevées sur les deux premiers mètres de profondeur où elles peuvent atteindre des valeurs de 6.0. Les valeurs d'YSR obtenues à partir des essais effectués à l'IFP sont en bon accord avec les données d'essais œdométriques réalisés à Fugro (*Puech et al., 2004*) et au Cermes (*De Gennaro et al., 2004*). Toutes les mesures ont montré que l'YSR du sol diminue sensiblement avec la profondeur.

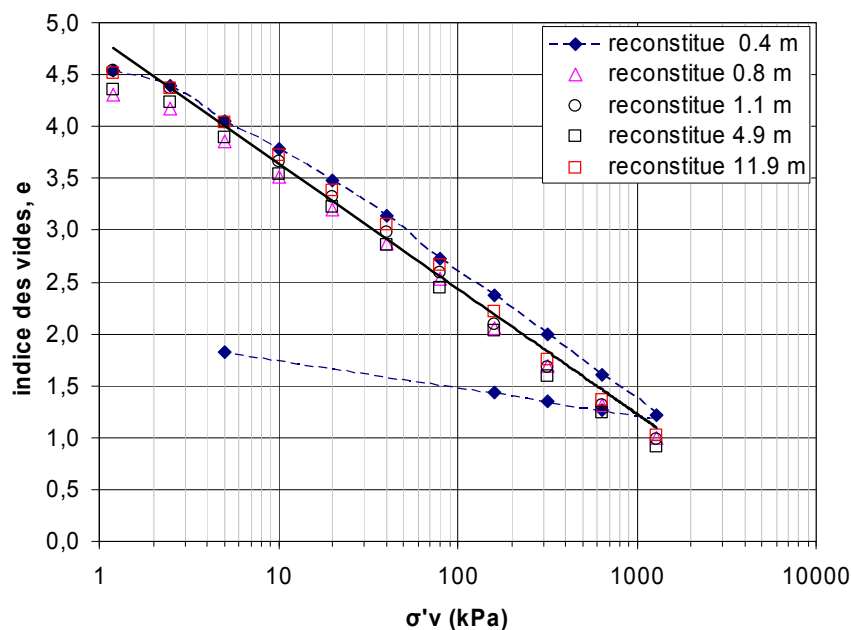


Figure IV-16. Courbes de compression de l'argile reconstituée du site BB

Les courbes œdométriques des sédiments reconstitués sont quasiment droites comme le montre sur la Figure IV-16. Le comportement des sédiments reconstitués du site BB du Golfe de Guinée semble indépendant de la profondeur d'enfouissement de l'échantillon initial, ce qui confirme que les sédiments étudiés dans les premiers 20 m sont de nature relativement homogène.

#### IV.3.2.3. Évaluation de l'indice de remaniement des échantillons selon Lunne et al. (1998)

L'évaluation du remaniement des sols prélevés par grands fonds est une question permanente pour les géotechniciens. Plusieurs résultats expérimentaux ont montré que l'indice de remaniement selon Lunne et al. (1998) est un paramètre pertinent pour évaluer la qualité des carottes (Puech et al., 2004; Borel et al., 2005; De Gennaro et al., 2004).

Lunne et al. (1998) ont défini un indice de remaniement comme:

$$I_r = \frac{\Delta e}{e_0} \quad (IV-5)$$

où  $\Delta e$  est la variation de l'indice des vides lorsque l'échantillon est reconsolidé à la contrainte de confinement in situ et  $e_0$  est l'indice des vides initial de l'échantillon.

Les résultats sont présentés dans le Tableau IV-3, et selon le critère de Lunne et al., on constate que l'indice de remaniement du sol est général inférieur à 0.05, ce qui indique des échantillons de bonne à très bonne qualité.

Bien entendu, pour les argiles situées dans la couche superficielle ( $z < 1.0$  m), dont la contrainte de consolidation  $\sigma'_{v0}$  est très faible, de l'ordre quelques kPa (1- 3 kPa), la procédure des essais œdométriques effectués dans cette étude, avec les premiers paliers de charge de contrainte de 2 à 3 kPa, ne semble pas adaptée pour évaluer le remaniement selon les critères de Lunne et al., à cause de la limite de sensibilité du matériel. De plus, comme cité par Lunne et al., le critère n'est qu'applicable pour les sols dont le  $R_{OC}$  (ou YSR) est inférieur à 4.0, condition non satisfaite pour les sédiments du Golfe de Guinée situés dans le premier mètre (où YSR peut atteindre les valeurs de 6 à 7).

Tableau IV-3. Évaluation de la qualité des carottes selon le critère de Lunne et al. (1998)

Laboratoire	Carotte	Profondeur (m)	Type d'essai	YSR ( $\sigma'_y/\sigma'_{v0}$ )	$I_r$ ( $\Delta e/e_0$ )	Classification selon Lunne (1998)
IFP	site BB (Da 06s)	0.6	Classique	6.7	n.d	(*)
-	-	3.7	-	2.0	0.04	Bon
-	-	13.95	-	1.2	0.047	Bon
Cermes	site BB (STA P2)	0.5	-	7.3	0.001	Très bon (*)
IFP	-	0.65	-	5.6	0.014	-
-	-	1.1	-	3.3	0.019	-

Laboratoire	Carotte	Profondeur (m)	Type d'essai	YSR ( $\sigma'_y/\sigma'_{v0}$ )	$I_r$ ( $\Delta e/e_0$ )	Classification selon Lunne (1998)
IFP	site BB (STA P2)	2.4	-	2.4	0.033	<i>Très bon</i>
-	-	4.9	-	1.3	0.037-0.043	<i>Bon</i>
-	-	9.9	-	1.1	0.053	<i>Bon</i>
-	-	11.9	-	1.2	0.056	<i>Bon</i>
Cermes	-	14.0	-	1.2	0.07	<i>Moyen à mauvais</i>
-	-	17.5	-	1.2	0.068	<i>Moyen</i>
Cermes	site BB (STA B1)	4.3	-	1.6	0.034	<i>Très bon</i>

En ce qui concerne les sédiments du site BB au delà de 2-3 m de profondeur, les indices de remaniement  $I_r$  calculés d'après *Lunne et al.* (1998) montrent que la plupart des échantillons sont en bon état ; ces résultats sont en bon accord avec les analyses de *Puech et al.* (2004), *De Gennaro et al.* (2004) et les résultats déduits à partir des essais oedométriques effectués par *Hattab et Favre* (2005) sur les argiles du site YY.

#### IV.3.2.4. Indices de compression $C_c$ et de gonflement $C_s$

L'indice de compression  $C_c$  (ou gonflement  $C_s$ ) des sols est défini comme la pente de la courbe de compression œdométrique (ou gonflement) du sol:

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)} \quad (\text{IV-6})$$

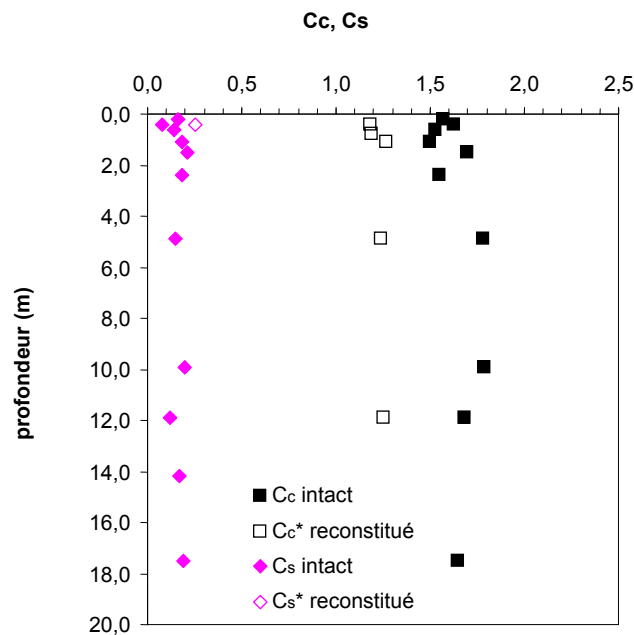


Figure IV-17. Indice de compression et de gonflement du sol intact et reconstitué

Après la contrainte seuil d'écoulement plastique, à partir de contrainte d'environ 100 kPa, les courbes œdométriques des argiles situées à plusieurs profondeurs se trouvent sur des lignes quasi parallèles (Figure IV-14). Cela traduit le fait que la compressibilité des sédiments du Golfe de Guinée ne varie pas de façon significative en fonction de la profondeur.

Il est intéressant d'observer la variation de l'indice de gonflement  $C_s$  (variation de la pente) quand on fait une décharge après plusieurs niveaux de chargement. Les valeurs de  $C_s$  semblent indépendantes du niveau de charge ;  $C_s$  est de 0.1 à 0.2 pour tous les échantillons chargés sous des contraintes de 40 kPa, 80 kPa, 320 kPa ou même 1280 kPa (Figure IV-18). On peut aussi faire une comparaison entre les indices de compressibilité  $C_c$  et gonflement  $C_s$  de l'argile naturelle et de l'argile reconstituée  $C_c^*$  et  $C_s^*$ .

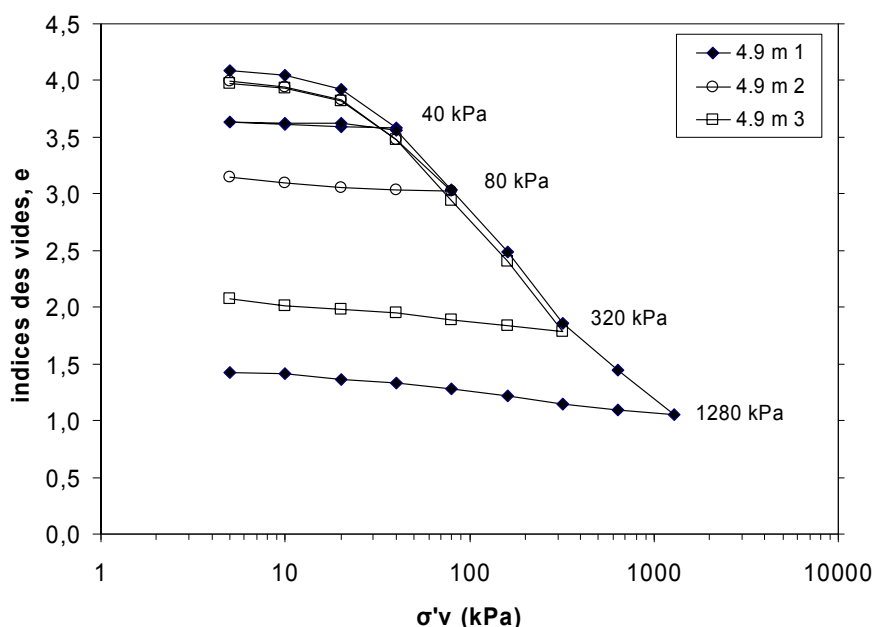


Figure IV-18 Décharge après plusieurs niveaux de compression: sols intacts

Le sédiment reconstitué est moins compressible que le sédiment intact. Le coefficient de compression  $C_c$  est compris entre 1.65 et 1.9 pour l'argile naturelle, et entre 1.0 et 1.5 pour les argiles reconstituées. Mais le coefficient de gonflement de l'argile reconstituée  $C_s^*$  est légèrement plus forte que celle naturelle  $C_s$ .

Burland (1990) considère que le rapport  $C_s^*/C_s$  (sensibilité au gonflement) représente une indication très utile pour évaluer les liaisons inter-particules des sédiments. L'indice de gonflement  $C_s$  est insensible au chargement et légèrement plus faible que  $C_s^*$  ; l'argile du Golfe de Guinée possède un rapport  $C_s^*/C_s$  autour de 1.0, indiquant de faibles liaisons inter particules, d'après Burland.

#### IV.3.2.5. Consolidation secondaire et fluage

D'après la théorie de la consolidation de Terzaghi, la consolidation primaire des massifs de sol cesse quand la surpression de l'eau interstitielle est totalement dissipée. La consolidation secondaire n'est pas reliée au gradient hydraulique, mais au fluage et à la réorganisation de la structure interne. Pour les sédiments du Golfe de Guinée étudiés ici, les essais œdométriques avec les paliers de charge de 24 heures permettent de déterminer le coefficient de consolidation secondaire  $C_{\alpha}$ , défini comme suit (Lambe et Whitman, 1969):

$$C_{\alpha} = \left( \frac{\Delta H}{H_0} \right) / \Delta \log t; \quad (\text{IV-7})$$

où  $\Delta H$  est le tassement, après la fin du consolidation primaire sur une période du temps  $\Delta t$  pour un échantillon de hauteur initiale  $H_0$ .

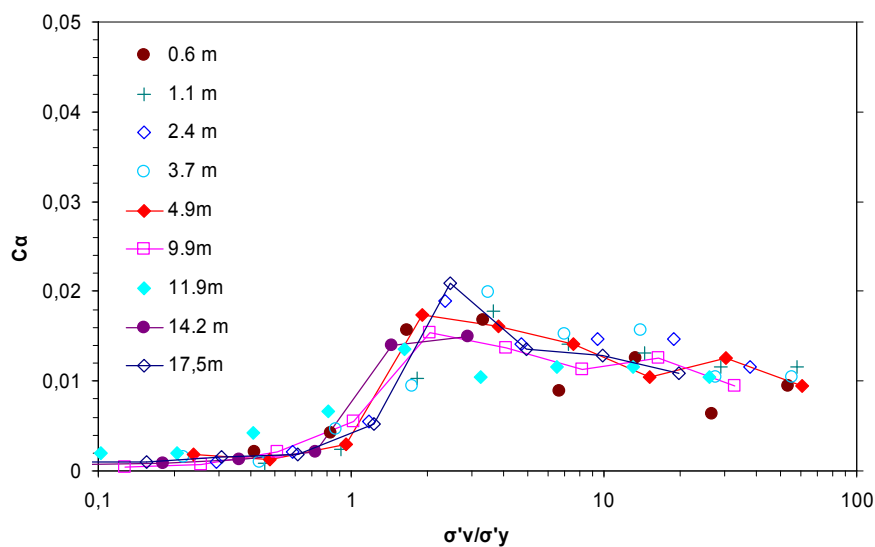


Figure IV-19. Coefficient de consolidation secondaire en fonction du chargement : sols naturels

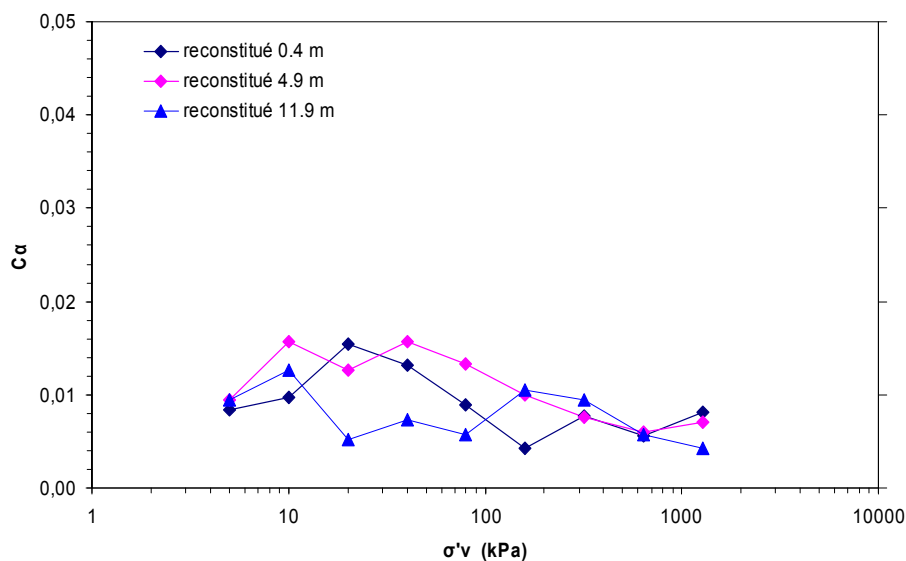


Figure IV-20 Coefficient de consolidation secondaire en fonction du chargement : sols reconstitués



Les valeurs de  $C_a$  des sédiments naturels et reconstitués du site BB sont présentées sur les Figure IV-19 et IV-20. D'après *Mesri et al.* (1977), cité par *Mitchell* (1993), le rapport de  $C_a/C_c$  serait constant. Nos résultats expérimentaux ne vérifient pas cette assertion. Les valeurs de  $C_a$  dépendent du niveau de chargement, et présentent un pic quand la contrainte verticale appliquée  $\sigma'_v$  est égale à 2 - 4 fois  $\sigma'_{vy}$  ( $\sigma'_{vy}$  est la contrainte seuil d'écoulement plastique). Après le pic,  $C_a$  diminue pour atteindre des valeurs de 0.01 à 0.015 pour  $\sigma'_v/\sigma'_{vy} \geq 10$ . *Lambe et Whitman* (1969) rapportent que les sols normalement consolidés ont typiquement des valeurs de  $C_a$  de 0.005 à 0.02, que les valeurs supérieures à 0.03 sont caractéristiques des sols très plastiques, et que les valeurs inférieures à 0.001 sont généralement typiques des argiles surconsolidées. Donc ici, on a obtenu un bon accord avec *Lambe et Whitman* (1969).

#### IV.3.2.6. Coefficient de consolidation $c_v$ et perméabilité $k_v$

Le coefficient de consolidation verticale  $c_v$  du sol est défini comme suit:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v} \quad (IV-8)$$

$$\text{avec } a_v = \frac{1+e_0}{M}$$

où M est le module œdométrique ( $M = d\sigma'_v/d\varepsilon_v$ ) du sol;  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau.

Pour l'essai œdométrique, le coefficient  $c_v$  peut être déterminé par les méthodes de Casagrande ou de Taylor (*Lambe et Whitman, 1969*). Dans cette étude, on a utilisé la méthode de Casagrande.

L'équation (IV-8) devient (avec le drainage de deux côtés d'échantillon):

$$c_v = 0.196 \frac{d^2}{t_{50}} \quad (IV-9)$$

avec d: longueur de drainage (dans notre cas,  $d = H/2$ , avec H est la hauteur de l'échantillon),  
 $t_{50}$  : temps pour une consolidation de 50%.

La Figure IV-21 représente l'évolution des coefficients de consolidation  $c_v$  des sédiments naturels et reconstitués du site BB du Golfe de Guinée.

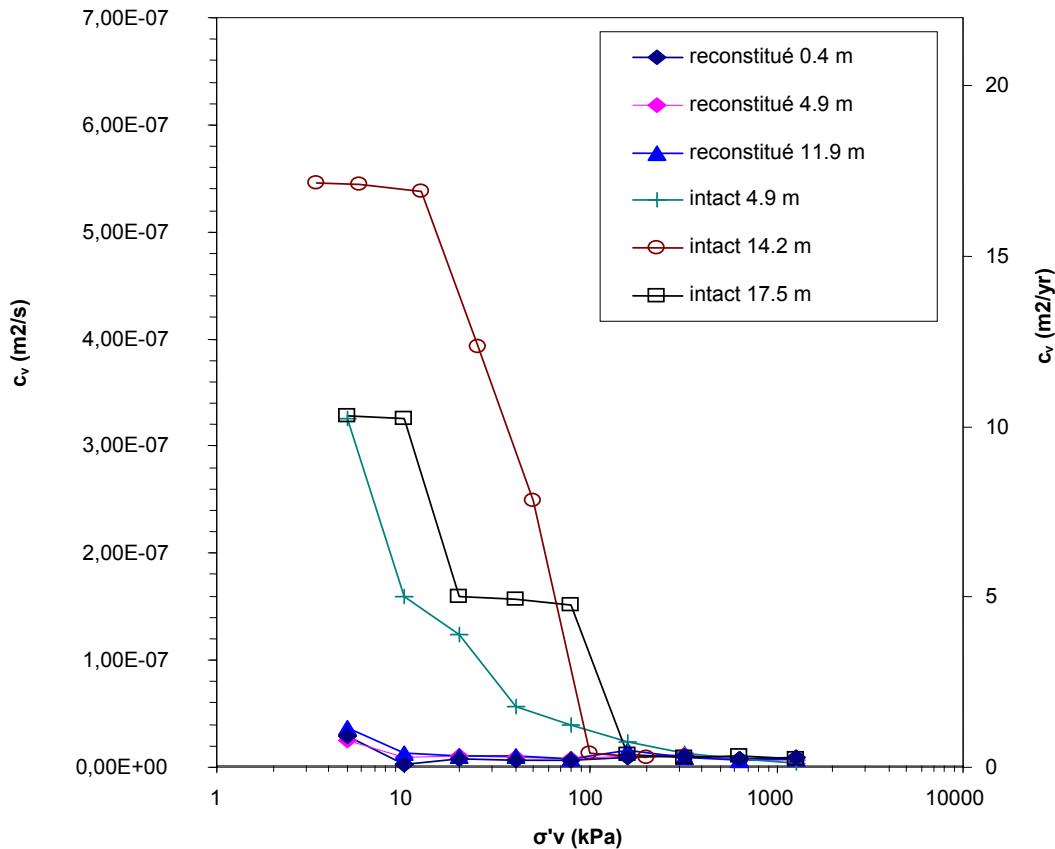
Le coefficient  $c_v$  de l'argile naturelle diminue au cours de la compression et la diminution est la plus forte quand la contrainte  $\sigma'_v \approx \sigma'_{vy}$ . Au contraire, le coefficient  $c_v$  des argiles reconstituées ne semble pas varier de façon significative en cours de compression, comme montré sur la Figure IV-21. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats de *Smith* (1992) sur l'argile de Bothkennar, cette argile ayant beaucoup de similarité avec l'argile du Golfe de Guinée ( $C_c$ ,  $\sigma'_{v0}$ ).

La perméabilité  $k_v$  (m/s) est indirectement déterminée par une relation avec  $c_v$  par la formule suivante :

$$k_v = \frac{c_v \gamma_w}{M} \quad (IV-10)$$

Le module **M** des sédiments du Golfe de Guinée varie en fonction de la contrainte verticale appliquée ; ici, la valeur de **M** augmente de 1.0 à 10 MPa quand la contrainte  $\sigma'_v$  augmente de 10 à 1280 kPa.

On constate que la perméabilité  $k_v$  des sédiments naturels et reconstitués du site BB diminue en cours de compression, suivant une relation quasi linéaire entre  $e$ , l'indice des vides et  $\log k_v$  (Figure IV-22). Ces résultats sont bien en accord avec les résultats obtenus sur plusieurs sols (*Lambe et Whitman, 1969; Cotecchia, 1996*).



**Figure IV-21. Coefficient de consolidation  $c_v$  des sédiments reconstitués et intacts**

Il semble ne pas y avoir beaucoup de différences dans la relation  $e - k_v$  entre les sédiments naturels et reconstitués. Sur les sédiments du Golfe de Guinée, on n'a pas de mesures directes de la perméabilité disponibles à titre de comparaison.

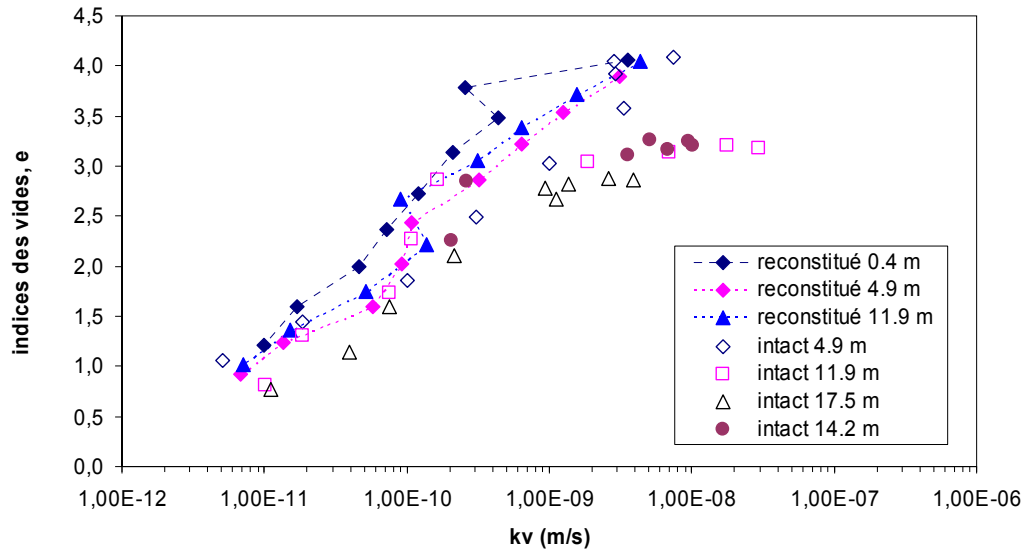


Figure IV-22. Perméabilité des sols intacts et reconstitués au cours de compression oedométrique

### IV.3.3. Effet de la structure sur le comportement œdométrique des sédiments du Golfe de Guinée

Comme on l'a vu précédemment, le comportement du sol naturel est différent de celui du sol reconstitué en laboratoire en raison d'un facteur de structure discuté dans la première partie du chapitre (*Burland, 1990* et *Cotecchia et Chandler, 2000*). La comparaison des valeurs de  $e_{100}^*$ ,  $e_{1000}^*$  et  $C_c^*$  obtenues expérimentalement sur les sédiments du site BB du Golfe de Guinée et celles obtenues par les corrélations de *Burland* (1990) avec l'indice des vides à la limite de liquidité  $e_L$  est présentée sur le Tableau IV-4 ci dessous. L'accord est bon pour  $e_{100}^*$ , mais pas très bon pour les autres paramètres  $e_{1000}^*$  et  $C_c^*$ .

Tableau IV-4 Corrélations de Burland et valeurs mesurées sur une carotte de BB

profondeur (m)	$w_L$ (%)	$e_L$	Burland (1990)			Mesures		
			$e_{100}^*$	$e_{1000}^*$	$C_c^*$	$e_{100}^*$	$e_{1000}^*$	$C_c^*$
0.4	163	4.32	2.67	1.605	1.065	2.61	1.35	1.26
1.1	149	3.95	2.39	1.416	0.97	2.45	1.15	1.30
4.9	144	3.816	2.293	1.356	0.937	2.26	1.05	1.21
11.9	147	3.896	2.349	1.392	0.957	2.54	1.17	1.37
Moyen			2.425		0.982	2.465		1.285

La Figure IV-23-a présente les résultats de compression des sédiments reconstitués du sol du Golfe de Guinée dans le plan  $I_v - \log \sigma'_v$ . La ligne ICL de Burland est aussi reportée. On constate une bonne cohérence entre les lignes ICL obtenues expérimentalement et celle de Burland. L'état

de consolidation in situ du sol SCL est présenté avec la ligne SCL de Burland sur la Figure IV-23-b. Pour les contraintes verticales  $\sigma'_v$  inférieures à 4-5 kPa, la ligne SCL in situ montre une grande variation. Cette dispersion est observée sur tous les sites présentant un pic de résistance au cisaillement du sol dans le premier mètre. Par contre, la ligne SCL des sols provenant de sites sans pic montre une régularité (Figure IV-24).

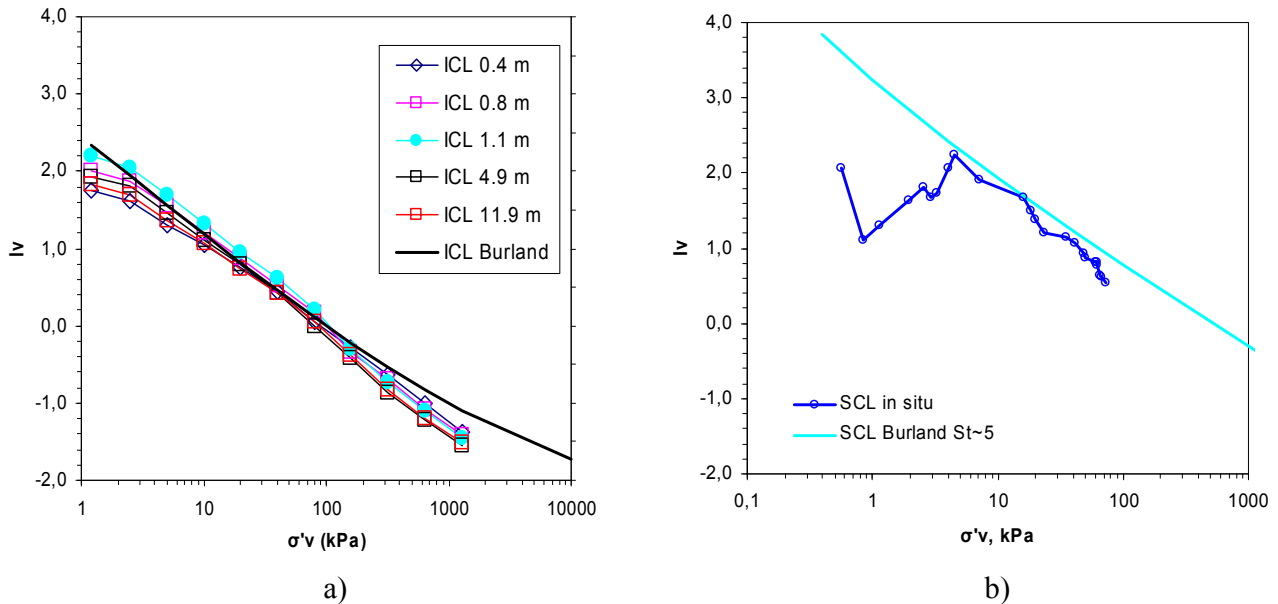


Figure IV-23. a) ICL des sédiments du site BB du Golfe de Guinée et ICL de Burland (1990); b) SCL in situ du site BB du Golfe de Guinée et SCL de Burland (1990)

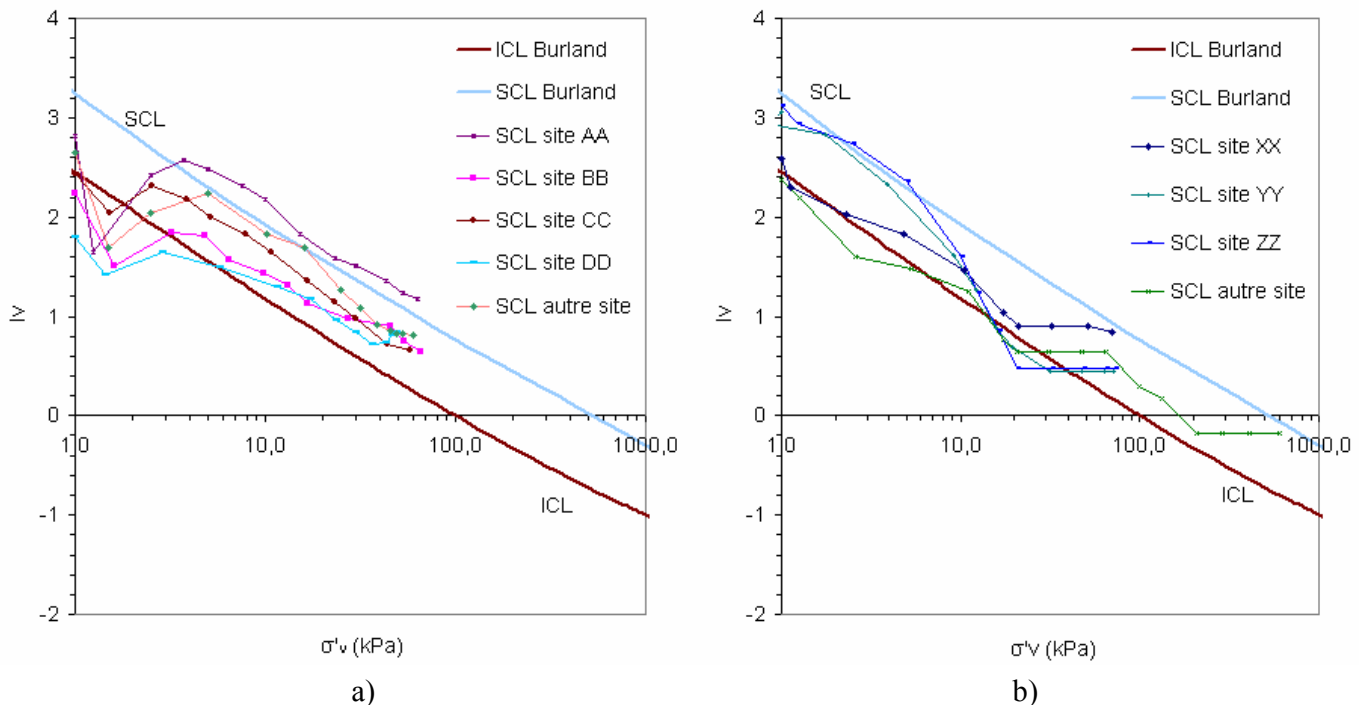
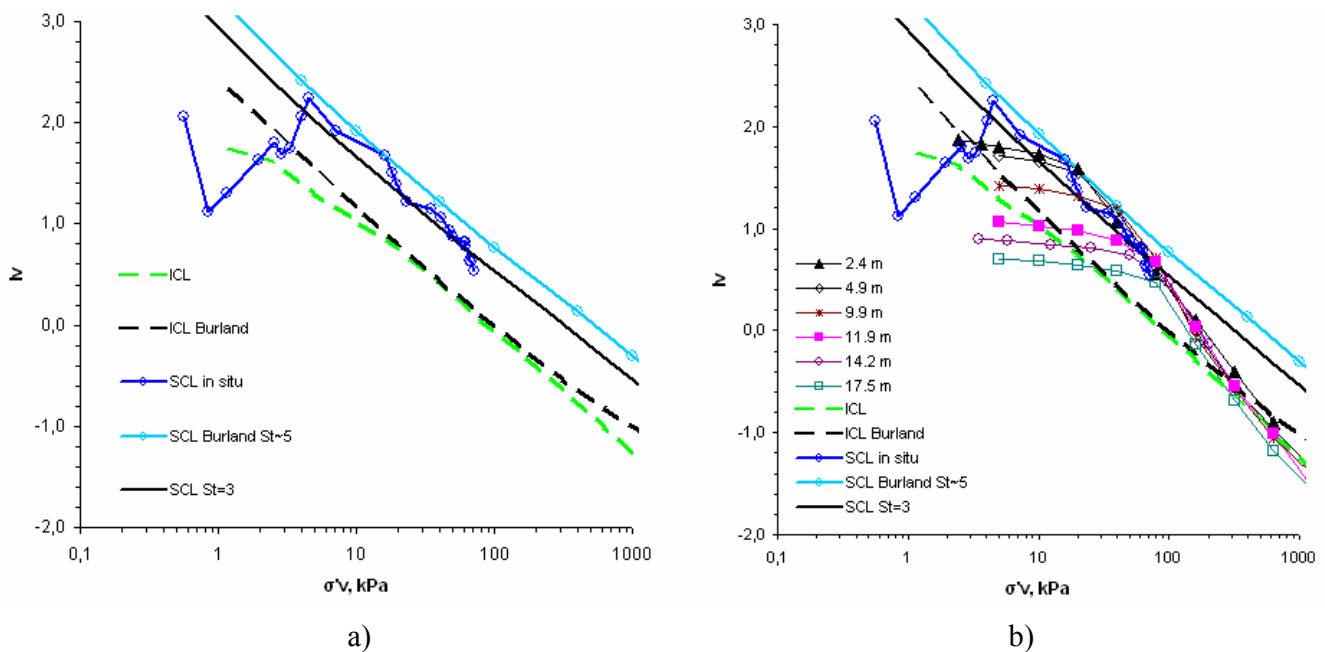


Figure IV-24 a) SCL de sites avec pic dans le Golfe de Guinée ; b) SCL de sites sans pic dans le Golfe de Guinée (données de Fugro, 2003).

Les courbes de compression des sédiments reconstitués déterminent la ligne ICL dans le plan  $I_v - \log(\sigma'_{v'})$ . Selon l'approche conceptuelle de *Cotecchia et Chandler* (2000), on peut tracer alors différentes SCL théoriques, parallèles à la ICL et correspondant à des valeurs de sensibilité  $S_t$  de 1 à 10. La SCL réelle établie à partir des mesures in situ a été reportée sur le même diagramme. On observe que la SCL réelle, excepté en surface, se situe entre la SCL de Burland ( $S_t \cong 5$ ) et la SCL correspondant à  $S_t = 3$ , ce qui correspond bien aux mesures de sensibilité en laboratoire déterminée lors d'essais triaxiaux non consolidé non drainé UU ( $S_t = 3$  à 4, chapitre II) (Figure IV-25-a).

On a reporté sur le même diagramme les résultats des essais de compression oedométriques. On constate clairement l'effet de structuration des argiles du site BB. A faible profondeur, les courbes de compression atteignent ou dépassent la SCL naturelle pour ensuite s'approcher de l'ICL aux contraintes plus élevées. Ces argiles possèdent un  $YSR \approx 2 - 2.5$ . Pour des profondeurs plus importantes (de 12 m à 17.5 m) les courbes de compression des argiles montrent un faible effet de structuration avec  $YSR \approx 1.1 - 1.4$ . Ces courbes ne dépassent pas la SCL naturelle et convergent ensuite vers l'ICL à des niveaux de contrainte plus élevés, comme pour les argiles de faible profondeur (Figure IV-25-b).



**Figure IV-25 Courbes de compression normalisées des sédiments du site BB du Golfe de Guinée**

Les détails des courbes de compression du sol ont été tracés sur la Figure IV-26. Les limites d'écoulement plastique (gross yield)  $\sigma'_{vy}$  ont été comparées aux contraintes verticales  $\sigma'_{v0}$  in situ. Pour les sédiments dans les premiers mètres de profondeur (2.4 m à 4.9 m), les courbes de compressibilité s'approchent approximativement de la SCL pour la contrainte d'écoulement plastique  $\sigma'_{vy}$ . Ainsi, les sédiments à faible profondeur d'enfouissement sont normalement consolidés au sens géologique (c'est à dire  $R_{OC} = 1$ ), mais ont un rapport  $YSR = 2$  ; cette

surconsolidation est le résultat d'une structure de type post-sédimentaire selon *Cotecchia et Chandler (2000)*.

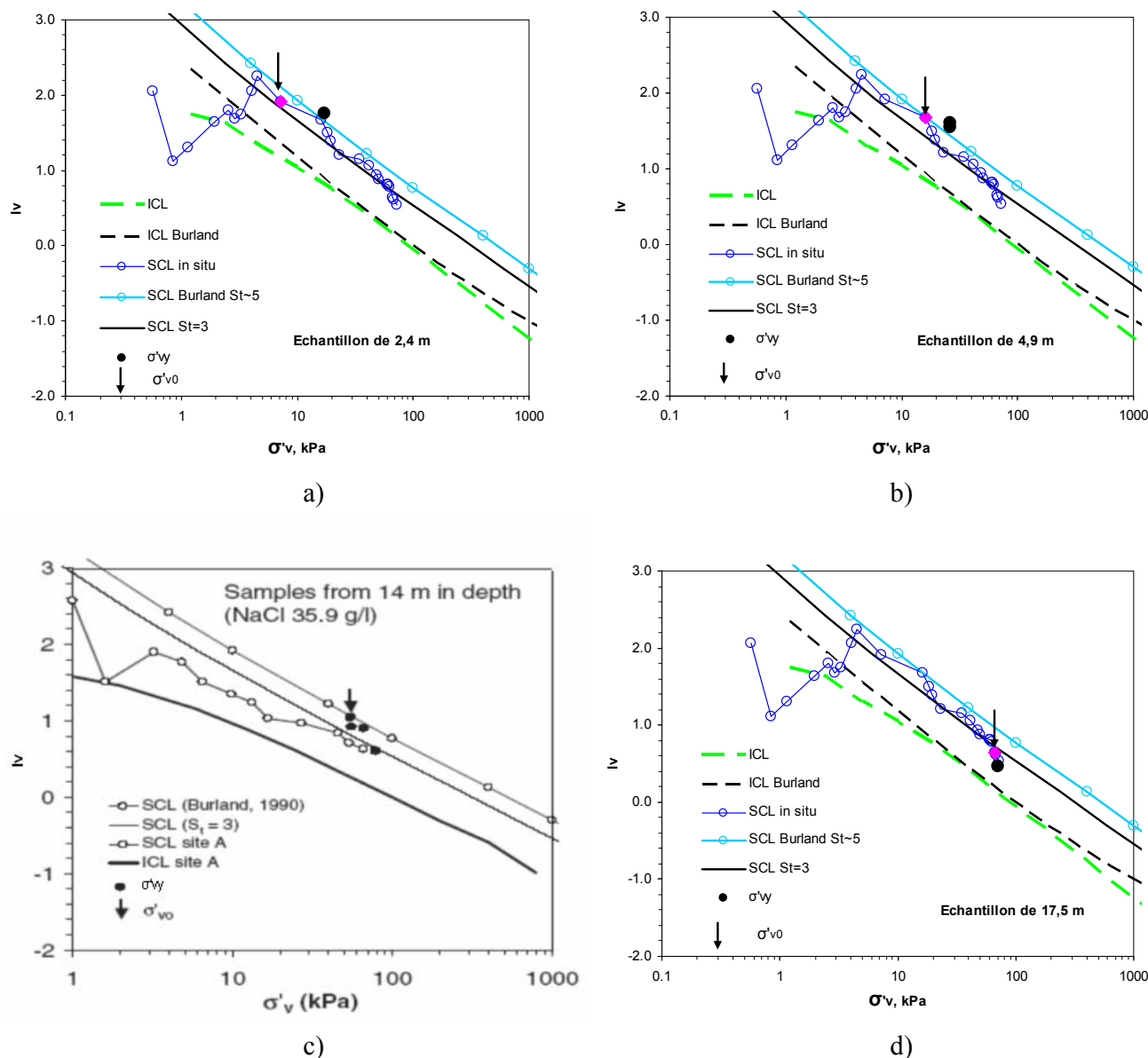


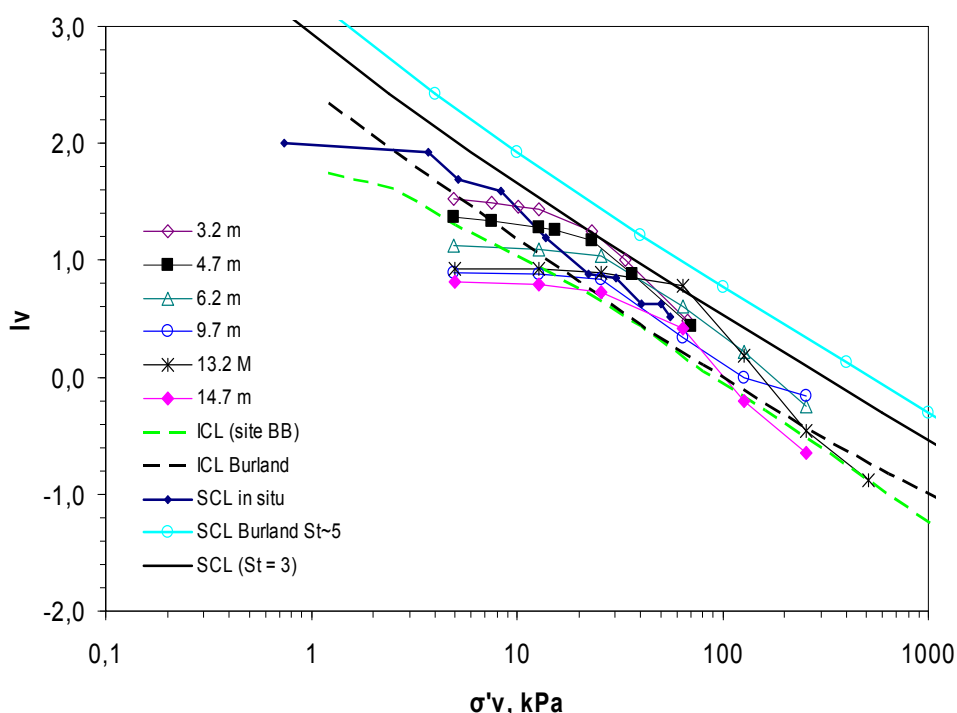
Figure IV-26 États de consolidation des sédiments du Golfe de Guinée de profondeur de :

a) 2.4 m; b) 4.9 m; c) 14.0 m (De Gennaro et al., 2005) et d) 17.5 m.

Les sédiments de la couche plus profonde (14 m à 18 m) peuvent être considérés comme normalement consolidés ou légèrement surconsolidés, comme montré sur la Figure IV-26-c et d, car les contraintes in situ et la limite d'écoulement plastique sont assez proches ( $\sigma'_{v0} \approx \sigma'_{vy}$ ). Ces sédiments sont géologiquement normalement consolidés, avec une faible structuration de type post-sédimentaire (maximum  $YSR = 1.4$ ).

Les résultats d'essais identiques effectués sur les argiles du site YY (un site de profondeur d'eau de 700 m, sans pic dans le profil de CPTU) sont présentés sur la Figure IV-27. Malheureusement

la courbe ICL de ces sols n'est pas disponible. Néanmoins, s'agissant d'une droite intrinsèque, l'ICL des sédiments du site YY ne devrait pas trop s'éloigner de celle définie pour les sédiments du site BB. Pour cette raison on a reporté sur le diagramme la courbe ICL des argiles du site BB.



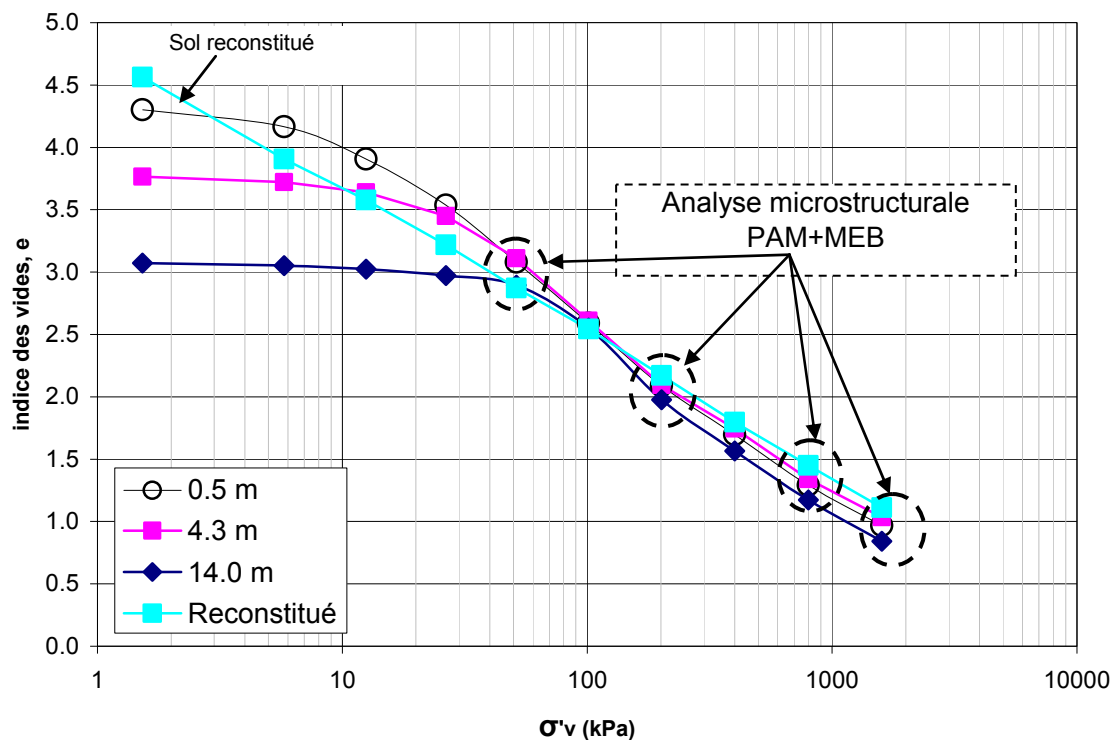
**Figure IV-27. Courbes de compression normalisées des argiles du site YY (figure tracée à partir des données de Hattab et Favre, 2005)**

La Figure IV-27 montre que les sédiments du site YY sont normalement consolidés et présentent, comme l'argile du site BB, un effet de structuration post – sédimentaire. Toutes les courbes de compression oedométriques coupent la SCL à des contraintes proches des contraintes in situ  $\sigma'_{v0}$ , et ensuite s'approchent de la ICL aux contraintes élevées. Ces résultats sont en accord avec les sensibilités de ces sédiments, mesurées par des essais triaxiaux UU, qui donnent les valeurs moyennes  $S_t = 3 - 4$ , quasiment constantes en fonction de la profondeur (chapitre II, *Puech et al., 2004*). Ces argiles possèdent un YSR qui varie entre 1.1 et 1.5. Ces résultats sont en bon accord avec des résultats présentés par *De Gennaro et al. (2005)* sur les argiles du Golfe de Guinée.

#### **IV.3.4. Évolution de la microstructure des sédiments lors de la compression œdométrique:**

Afin d'étudier l'évolution de la microstructure des sédiments (naturels et reconstitués) du Golfe de Guinée au cours de la compression œdométrique, on a procédé à des porosimétries au mercure et des observations au MEB sur quelques échantillons du site BB. Les échantillons proviennent de trois carottes STACOR® situées à 0.5 m, 4.3 m et 14.0 m de profondeur. Ils ont été soumis à des charges verticales de 50, 200, 800 et 1600 kPa respectivement. Une fois l'échantillon consolidé à la contrainte souhaitée, il est rapidement déchargé pour réduire le gonflement au minimum. Ensuite, l'échantillon est conservé dans des sacs plastiques bien paraffinés pour empêcher la perte

d'eau. La procédure de préparation des échantillons surchargés est identique à celle des échantillons naturels (voir chapitre II). Les courbes de compression des trois carottes de sol naturel ainsi que le sol reconstitué sont présentées dans la Figure IV-28.



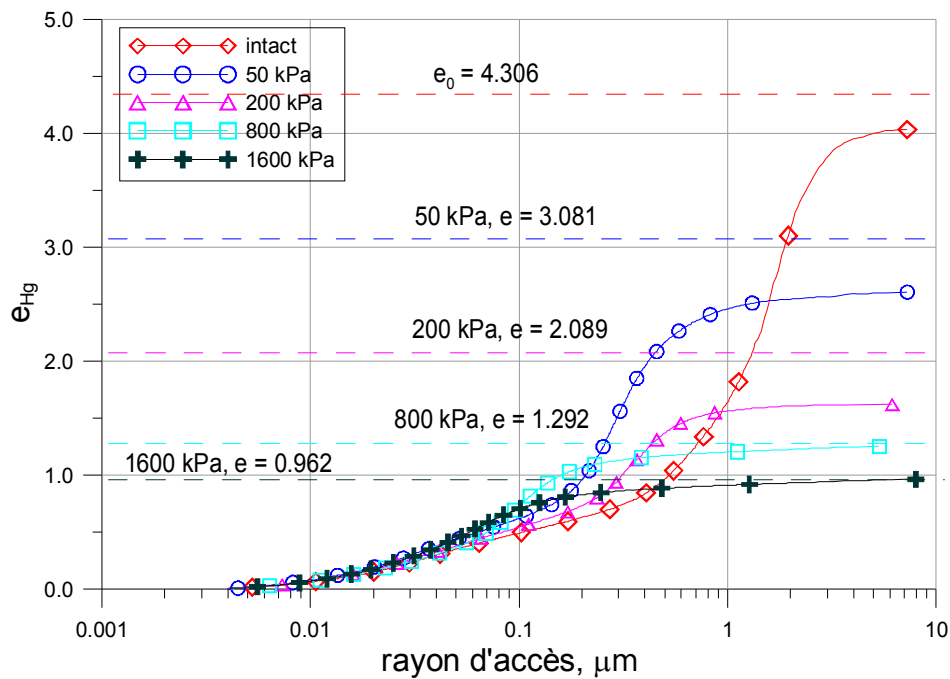
**Figure IV-28** Courbes de compression des sols intacts et reconstitués : analyses microstructurales effectuées à plusieurs niveaux de compression

#### IV.3.4.1. Sols naturels

La Figure IV-29 montre les courbes porosimétriques de sédiments de 0.5 m de profondeur consolidés à plusieurs niveaux de charge. Au cours du chargement mécanique, la porosité diminue avec la consolidation, comme prévu. Pour les petits pores (rayon d'accès  $r < 0.05 \mu\text{m}$ ), les courbes présentent des formes identiques, il semble que la consolidation même à 1600 kPa ne change pas l'espace poreux des petits pores. La présence d'agrégats et d'une forte porosité inter-agrégats a été observée et a permis d'explicitier les courbes porosimétriques de l'état intact (chapitre II, Figure II-34 et 35).

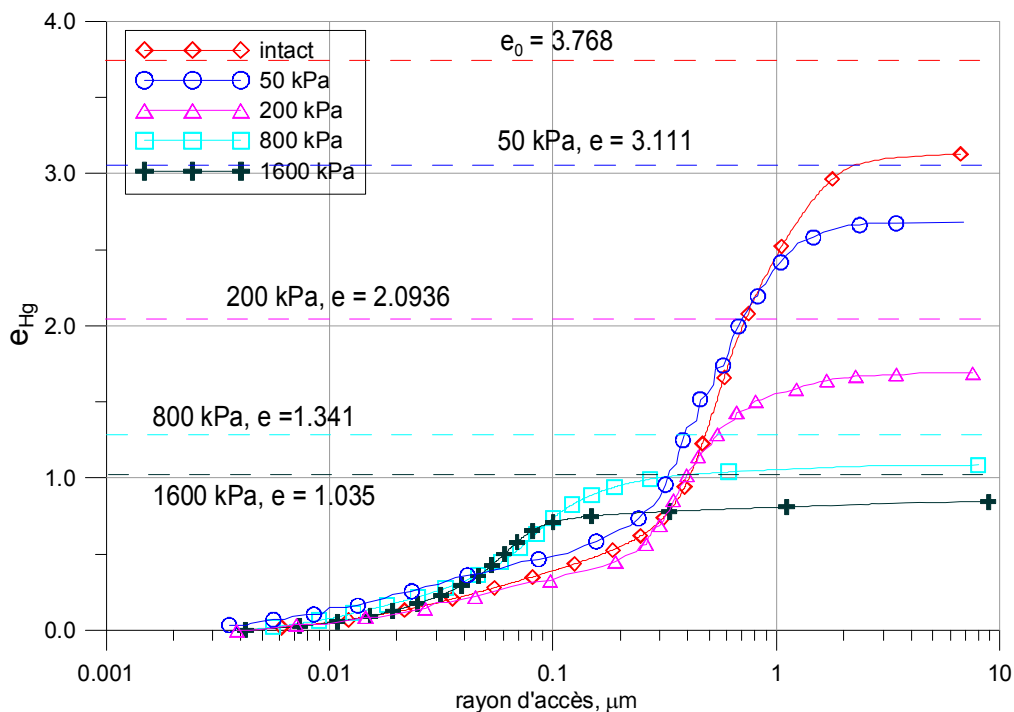
Pour des échantillons de sédiment de 0.5 m de profondeur, les courbes porosimétriques montrent une réduction des plus grands rayons d'accès de pore de façon assez progressive. Il vaut 2.5-4.0  $\mu\text{m}$  pour les sédiments intacts, 0.8 – 1.0  $\mu\text{m}$  à 50 kPa, et ensuite il diminue à 0.2 - 0.3  $\mu\text{m}$  pour la compression de 800 – 1600 kPa. Le rayon d'accès moyen diminue de 1.0-1.5  $\mu\text{m}$  à l'état intact à 0.3-0.4  $\mu\text{m}$  sous des contraintes de 50-200 kPa et à 0.08-0.1  $\mu\text{m}$  pour les plus fortes compressions (800-1600 kPa).



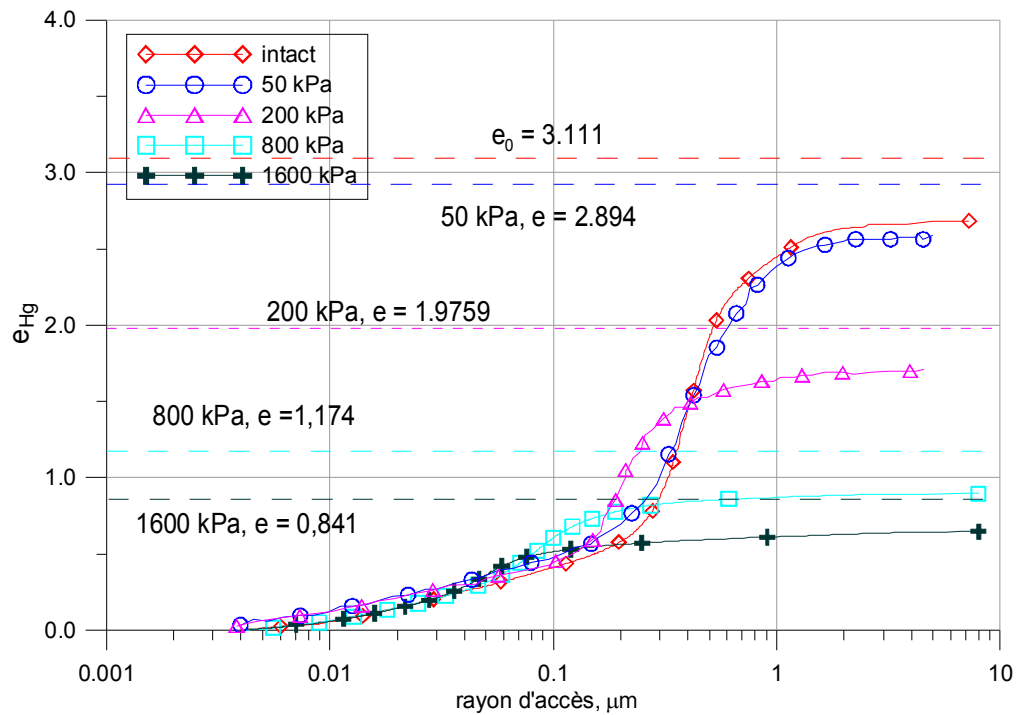


**Figure IV-29. Courbes porosimétriques d'échantillons du site BB, de profondeur de 0.5 m, en fonction de chargement œdométrique**

On montre sur les Figure IV-30 et 31 la juxtaposition des courbes à différents niveaux de compression pour les échantillons des deux autres carottes analysées, de 4.3 m et de 14 m de profondeur.



**Figure IV-30. Porosimétrie des sédiments du Golfe de Guinée en fonction du chargement mécanique œdométrique, profondeur de 4.3 m**



**Figure IV-31. Porosimétrie des sédiments du Golfe de Guinée en fonction du chargement mécanique oedométrique, sédiment de profondeur de 14.0 m**

Dans les zones de petite porosité (entre 3,5 nm et 0,2  $\mu m$ ) on note que la compression oedométrique à 200 kPa, 800 kPa et même 1600 kPa affecte peu les agrégats mais réduit la porosité inter-agrégats en diminuant le rayon d'accès moyen et le rayon d'accès le plus grand. Ce rayon d'accès moyen vaut 1,5  $\mu m$  à l'état intact, ce qui caractérise une porosité très ouverte caractéristique des sols mous et comparable aux argiles sensibles du Canada (*Delage et Lefebvre, 1984*).

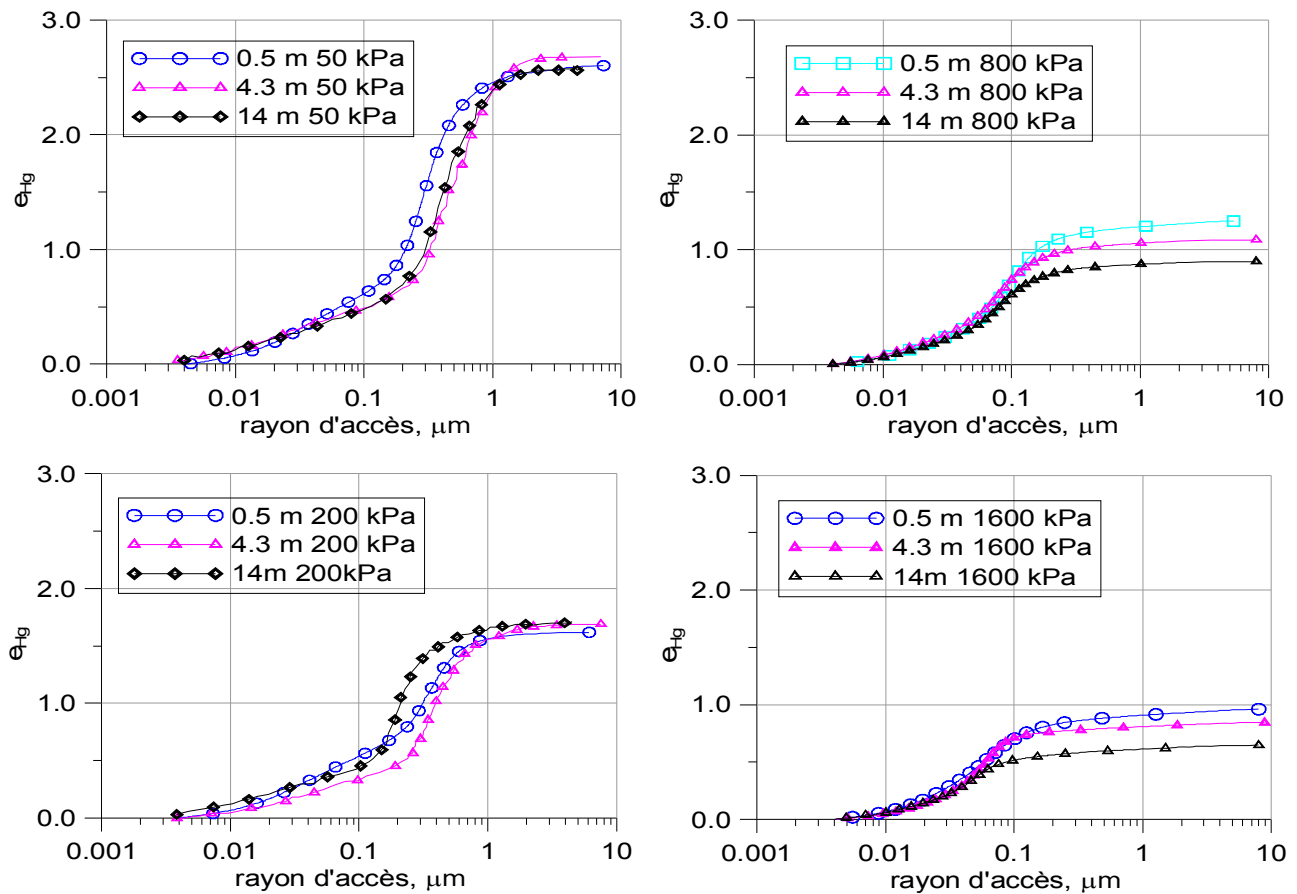
Pour l'échantillon de 14.0 m de profondeur, le rayon d'accès moyen des pores est peu affecté à 50 kPa de compression, (zone élastique) mais il décroît significativement sous 200 kPa (Figure IV-31). Le plus grand rayon d'accès décroît lui de 2,0 à 0,8  $\mu m$ . En général, on n'observe pas de mécanisme d'écrasement progressif et ordonné des pores en partant des plus gros en allant aux plus petits, à la différence des argiles sensibles du Canada (*Delage et Lefebvre, 1984*). Cette différence semble devoir être associée à la moins grande fragilité de l'assemblage, due à la grande plasticité des argiles constituant sa structure. Ainsi, au lieu d'écraser uniquement les plus gros pores, la compression semble affecter l'ensemble de la structure poreuse. Cette réorganisation plus homogène se traduisant par une réduction progressive du rayon du point d'inflexion. Une telle observation est compatible avec les observations de *Tessier* (1990) sur des smectites pures soumises à des succions croissantes (solicitation équivalente à une compression isotrope).

**Tableau IV-5 Comparaison de l'indice des vides mesuré par PAM et l'indice des vides total**

SOLS	Etat/ Consolidation	e	$e_{Hg}$	$\Delta e$	$\Delta e/e$ (%)
0.5 m	Naturel	4.306	4.031	0.275	6.3
	50 kPa	3.081	2.603	0.478	15.5
	200 kPa	2.089	1.617	0.472	22.5
	800 kPa	1.292	1.247	0.045	3.4
	1600 kPa	0.962	0.960	0.002	0.2
4.3 m	Naturel	3.768	3.127	0.641	17.0
	50 kPa	3.111	2.679	0.432	13.9
	200 kPa	2.094	1.689	0.405	19.3
	800 kPa	1.341	1.086	0.255	19
	1600 kPa	1.035	0.843	0.192	18.5
14.0 m	Naturel	3.111	2.682	0.429	13.7
	50 kPa	2.894	2.587	0.307	10.6
	200 kPa	1.976	1.709	0.267	13.5
	800 kPa	1.174	0.896	0.278	23.5
	1600 kPa	0.841	0.647	0.194	23.0
Reconstitué	50 kPa	2.873	2.453	0.42	14.6
	200 kPa	2.171	1.669	0.502	23.1
	800 kPa	1.450	1.247	0.203	14.0
	1600 kPa	1.111	0.966	0.145	13.0

La différence entre l'indice des vides total (mesuré par teneur en eau) et l'indice des vides des sols mesuré par l'injection du mercure est présentée sur le Tableau IV-5. On observe que la porosité non pénétrée ( $r < 3.75$  nm) diminue avec l'augmentation de contrainte. Cela indique que la porosité intra-agrégat est affectée sans que cela soit clairement visible sur les courbes porosimétriques en affectant des pores plus petits. Ce mécanisme est également compatible avec l'épaississement des parois de l'assemblage en château de cartes des smectites pures comprimées (*Tessier, 1990*), qui entraîne, au sens des agrégats, une diminution de la porosité interparticulaire par regroupement des particules entre elles. Une telle hypothèse mériterait cependant d'être confirmée, par des analyses en diffractométrie aux petits angles (*Sayouri et al., 2000*).

La Figure IV-32 présente les courbes porosimétriques d'échantillons différents consolidés à la même contrainte effective (50, 200, 800 et 1600 kPa). On observe des porosités pénétrées totales analogues à 50 et 200 kPa, sans organisation particulier des courbes. A plus forte contrainte, l'organisation porosimétrique est plus comparable, avec une porosité pénétrée plus faible pour les échantillons plus profonds.



**Figure IV-32 Courbes porosimétriques des sédiments intacts à plusieurs profondeurs après plusieurs niveaux de consolidation**

Les observations au MEB sur les mêmes échantillons de sédiments semblent confirmer les conclusions tirées à partir de l'analyse des courbes porosimétriques. Les images obtenues au MEB sur les sols intacts et reconstitués consolidés à quelques niveaux de contrainte sont présentées dans l'annexe A. Les images sur la Figure IV-33 présentent la microstructure des échantillons au cours d'une compression oedométrique. On note lors du passage de l'état intact à l'état "chargé" une réduction progressive de la macroporosité (rayons compris entre 0,55  $\mu\text{m}$  et 1  $\mu\text{m}$ ). Le diamètre des plus grands pores diminue progressivement en bon accord avec les mesures porosimétriques. La structure du sol apparaît plus dense, tant sur les sections verticales que sur les sections horizontales. Ceci pourrait indiquer un faible degré d'anisotropie des sédiments. Au grossissement présenté, il est difficile de quantifier la modification de la porosité à l'échelle des agrégats, qui par ailleurs ne sont pas trop présents sur ces images.

# INTACTS

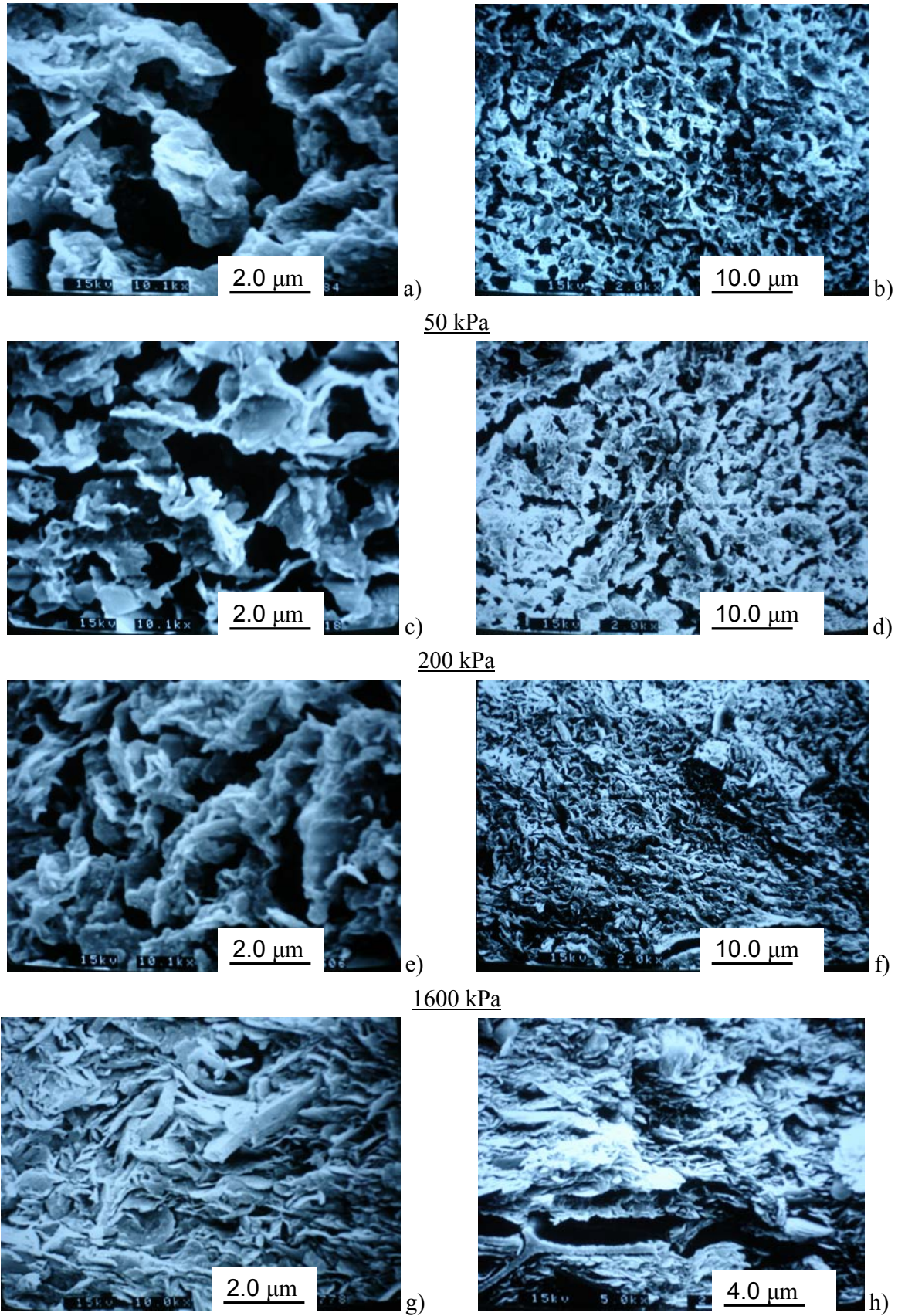


Figure IV-33. Photos du MEB de l'échantillon du sol intact du Golfe de Guinée consolidé à quelques niveaux de contrainte verticale.



Les images sur la Figure IV-34 montrent que les particules sont fortement compactées, avec une tendance à s'orienter dans le plan horizontal, perpendiculaire à la direction de la contrainte appliquée. Cette anisotropie n'existe pas sur les sols naturellement enfouis. Une large fracture a été observée sur l'échantillon compacté à 1600 kPa, en raison d'un possible gonflement local quand on décharge pour récupérer l'échantillon à la fin de la consolidation. Des fractures similaires ont été aussi observées par *Delage et Lefebvre* (1984) sur les argiles sensibles du Canada, après compaction et relâchement. Sur la Figure IV-33-h, on peut observer que des microfossiles ne sont pas détruits par la compaction.

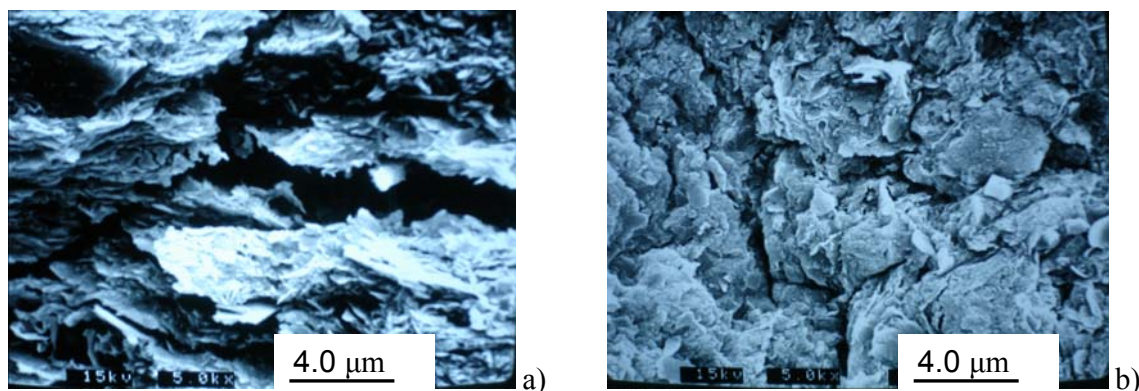


Figure IV-34. Photos du MEB des sédiments comprimés à 1600 kPa a) section verticale; b) section horizontale

#### IV.3.4.2. Sols reconstitués

La Figure IV-35 présente, sur le même graphe, les mesures porosimétriques d'échantillons de sédiment reconstitués du site BB à différents stades de consolidation.

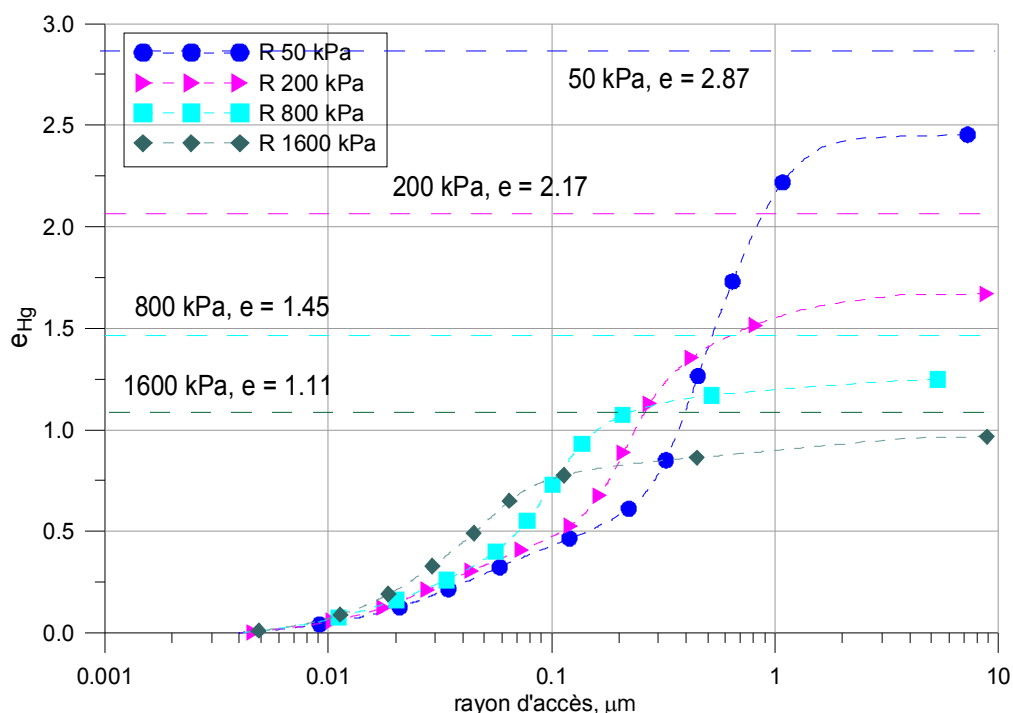
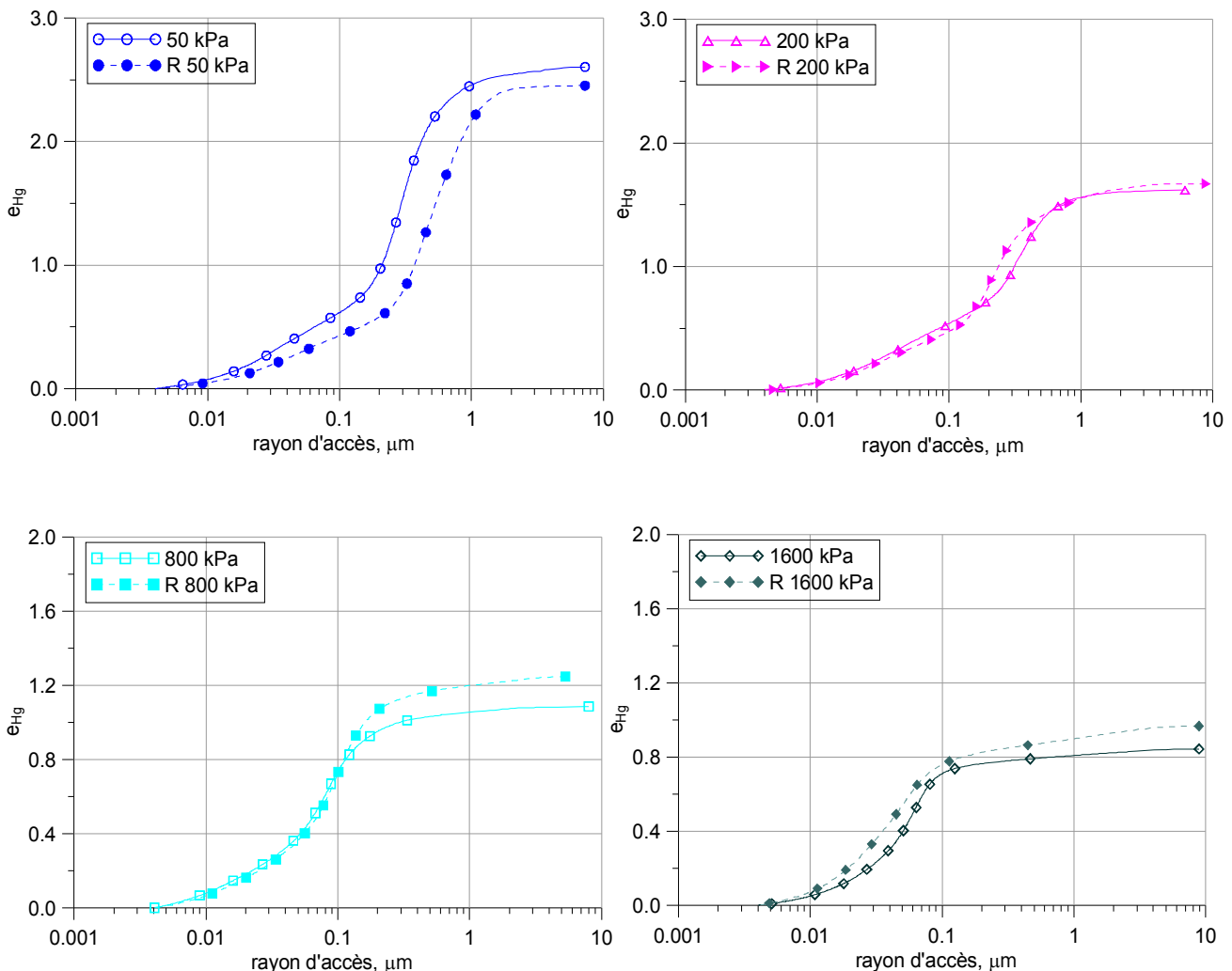


Figure IV-35. Courbes porosimétriques des sols reconstitués du site BB à des niveaux de chargement œdométrique

La Figure IV-36 présente, sur le même graphe, les mesures porosimétriques d'échantillons de sédiment reconstitués et intacts du site BB à différents stades de consolidation. Sous une même consolidation de 50 kPa, le sol reconstitué présente de plus gros pores que le sol intact, alors que pour les consolidations supérieures, on semble observer l'inverse.



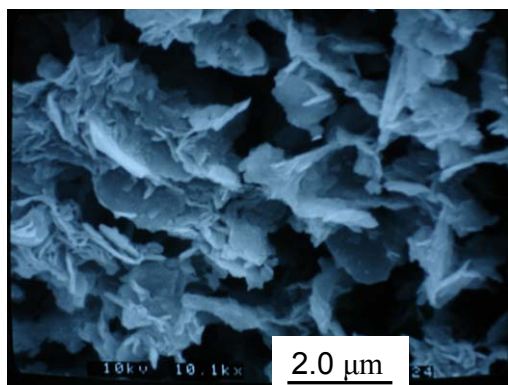
**Figure IV-36 Comparaison des courbes porosimétriques des sols naturels et des sols reconstitués (R) à même niveau de consolidation**

La Figure IV-37 montre des observations de microstructure au MEB de sols reconstitués du site BB du Golfe de Guinée, au cours de la compaction oedométrique. On peut observer sur la figure que la structure des sols reconstitués est également en "château de cartes". *Delage et Lefebvre* (1984) ont noté que la procédure de remaniement du sol par trituration n'affecte pas les pores intra-agrégats dans la structure des argiles sensibles du Canada. Dans cette étude, on n'a pas effectué de mesures et observations de la structure des sols reconstitués non denses (pâtes) pour les comparer avec celles des sols naturels, mais d'après les résultats obtenus sur les sols naturels et reconstitués consolidés à différents niveaux de charge verticale, il semblerait que la procédure de préparation des sols reconstitués suivant la procédure suggérée par *Burland* (1990) n'affecte

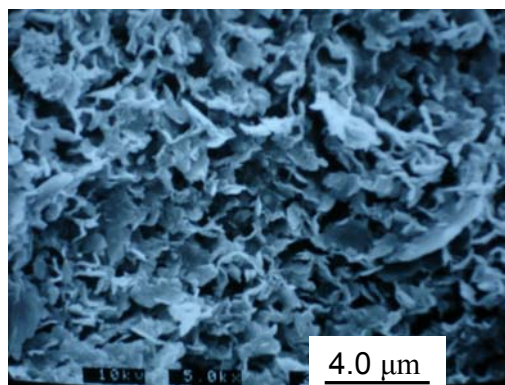
pas les volumes poreux intra-agrégats ( $r < 0.1 \mu\text{m}$ ). Seuls les liens inter-agrégats sont affectés. Sur la Figure IV-37-a, on voit que le diamètre des pores inter-agrégats des sols reconstitués est d'environ de 1 à  $1.5 \mu\text{m}$ , assez comparables avec ceux des sols naturels.

#### SOLS RECONSTITUES

50 kPa

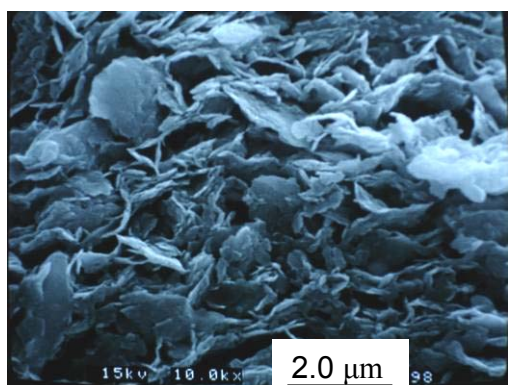


a)

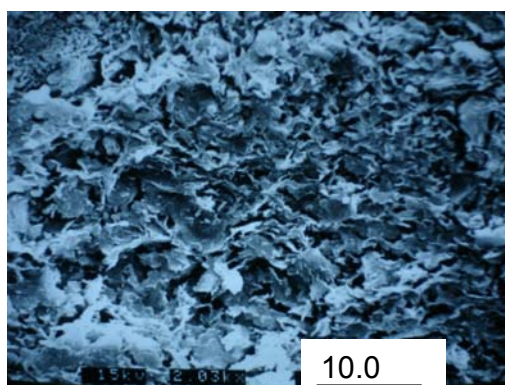


b)

200 kPa

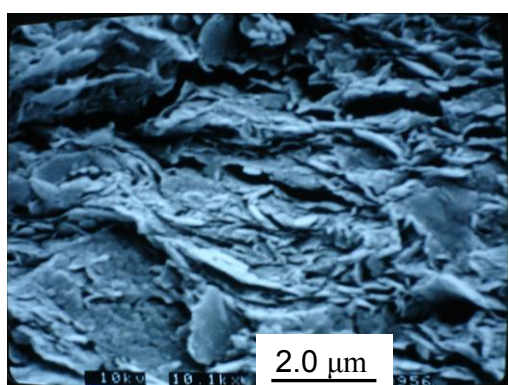


c)

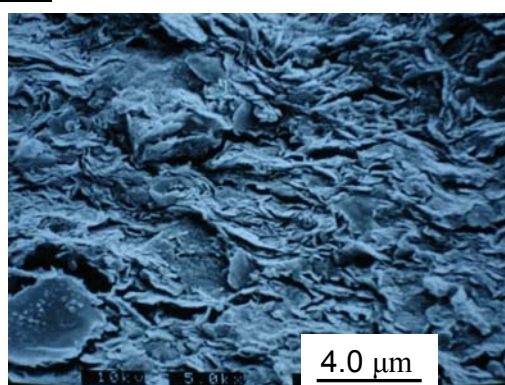


d)

1600 kPa



e)



f)

**Figure IV-37. Photos du MEB des sols du Golfe de Guinée reconstitués et consolidés à quelques niveaux de contrainte verticale**



## IV.4. CONCLUSIONS

Ce chapitre a été consacré à l'étude de la compressibilité et de l'effet de structure sur le comportement oedométrique des sédiments marins grandes profondeurs du Golfe de Guinée. Les essais oedométriques et les analyses de la microstructure des sols au cours de la compression ont été effectués sur les sédiments naturels (intacts) ainsi que sur les sédiments reconstitués en laboratoire.

L'étude du comportement oedométrique des sédiments du Golfe de Guinée effectuée par des essais classiques a montré une légère surconsolidation dans le sédiment par des profondeurs d'enfouissement allant de 2-3 m jusqu'à 20 m. Ce taux de surconsolidation diminue avec la profondeur. En ce qui concerne la première couche, la surconsolidation apparente et le pic de la couche indurée en surface ont été étudiés de façon plus détaillée dans le chapitre III.

Comme étudié dans le chapitre II, la nature des sols du Golfe de Guinée est globalement homogène dans les premières couches (20-30 m). Cette phase d'étude a relevé que le comportement oedométrique des sols dans les 20 premiers mètres semble aussi être homogène. Ils présentent des courbes de compression très similaires en fonction de la profondeur. Les sédiments du Golfe de Guinée sont très compressibles, du fait de leur forte plasticité, associée à la minéralogie montmorillonitique, qui conduit à de fortes porosités initiales. Cette compressibilité est plus forte que celle des autres sédiments marins (sédiments du Golfe du Mexique, argile de la baie de Tokyo,...). Par ailleurs, on signale également une forte composante de fluage des sédiments ( $C_\alpha$  compris entre 0.01-0.02). Plusieurs auteurs ont considéré la consolidation secondaire comme l'origine de la surconsolidation des sédiments marins. Ce coefficient de consolidation secondaire joue un rôle major dans le comportement du sol et l'interaction sol-structure à long terme. Les valeurs de  $c_v$  ( $4-6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ) et de  $k_v$  ( $10^{-8} \text{ m/s}$ ) obtenues dans les sédiments du Golfe de Guinée sont typiques des sédiments mous à porosité élevée.

L'effet de la salinité, et une évaluation de l'effet de la composante osmotique comme clé d'interprétation de l'état de "surconsolidation apparente" des sédiments, a été étudié dans le cadre du projet CLAROM (*De Gennaro et al., 2004*). Les essais expérimentaux semblent suggérer que la composante osmotique liée à la teneur en sel NaCl du fluide interstitiel a une faible influence sur la compressibilité de ces sols.

La compressibilité des sédiments étudiés a été analysée dans le cadre des concepts proposés par *Cotecchia et Chandler (2000)* pour les sols naturels et structurés. Ce concept s'applique bien pour représenter le comportement mécanique, l'état de consolidation et l'effet de la structuration sur leur comportement mécanique des sols au-delà de 2 à 3m de profondeur. La surconsolidation des sédiments du Golfe de Guinée n'est pas d'origine mécanique ou géologique (glissement de terrain) mais due à un effet de structure développé par les processus sédimentaire ou post-sédimentaire. Cette structure a été visualisée clairement sur le diagramme proposé par *Cotecchia et Chandler*.

Cette approche a aussi relevé que la sensibilité  $S_t$  est un bon facteur pour appréhender la structure du sol.

Des mesures de porosimétrie et des observations au MEB ont été effectués en comparaison sur deux types des sols: naturels et reconstitués. Cette phase de l'étude a relevé que le chargement mécanique affecte toutes les familles de pores inter-agrégats en diminuant le rayon d'accès moyen. Ce mécanisme est différent de celui observé pour des argiles sensibles du Canada, qui se produit par un écrasement progressif partant des plus gros pores aux plus petits. En comparant les résultats obtenus à des données comparables obtenues sur des smectites pures, un mécanisme de resserrement global de la porosité ouverte (inter-agrégats) avec regroupement des particules de smectites semble envisageable. La présence d'une quantité significative de microfossiles, qui sont écrasés par des contraintes élevées, peut contribuer à la forte compressibilité du sol, à cause d'une forte porosité (ou les vides) comme l'espace pour stocker de l'eau interstitielle.



## V. Chapitre V:

# COMPORTEMENT MECANIQUE DES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE : ESSAIS TRIAXIAUX

## V.1. CONTEXTE – GENERALITE

### V.1.1. Généralité sur le comportement triaxial des sols remaniés et des sols reconstitués

#### *V.1.1.1. Introduction*

La connaissance de la contrainte limite d'écoulement plastique  $\sigma'_{vy}$  du sol à partir des résultats d'essai de compression unidimensionnelle oedométrique n'est pas suffisante pour prédire la réponse du sol dans la réalité, car les conditions de contrainte - déformation sont tridimensionnelles. Il est donc nécessaire d'élargir le concept 1-D de  $\sigma'_{vy}$  en définissant une enveloppe du seuil des contraintes dans l'espace généralisé (surface de charge), qui sépare la zone des petites déformations et de réversibilité et celle des grandes déformations et d'écoulement plastique. La définition de la surface de charge et sa modélisation mathématique est formulée en se basant sur le concept d'état critique, qui relie la résistance au cisaillement, la compressibilité et le comportement volumique des sols. Ce concept a été développé sur la base d'essais triaxiaux effectués sur les sols reconstitués en laboratoire et ensuite consolidés isotropement.

#### *V.1.1.2. Concept d'état critique*

Le concept d'état critique en mécanique des sols a été développé dans les années 1960 à l'université de Cambridge. Cette approche s'est basée sur les travaux de *Rendulic* (1937) et de *Hvorslev* (1937) sur les argiles normalement consolidées et surconsolidées.

*Roscoe et al.* (1958) ont effectué une série d'essais de compression triaxiale sur des sédiments reconstitués et normalement consolidés. Conformément aux principes théoriques de la plasticité, ils ont trouvé que les chemins de contrainte non drainés tracés dans l'espace à trois dimensions  $p'$ - $q$ - $e$  déterminaient une surface unique appelée Surface d'Etat Limite (SEL) (équivalent du terme anglais State Boundary Surface SBS). Cette surface sépare la zone des états de contrainte - volume possibles du sol avec une zone d'états impossibles. Les états du sol présentés par les paramètres ( $p'$ ,  $q$ ,  $e$ ) sont toujours à l'intérieur ou sur la SEL. La réponse des sols à l'intérieur de la SEL est purement élastique (réversible mais pas nécessairement linéaire), et elle devient plastique quand l'état du sol atteint la surface d'état limite SEL. La projection de la SEL sur le plan  $p'$  -  $q$

définie la surface de charge (yield locus). *Roscoe et al.* (1963) ont noté une forme similaire des chemins de contrainte non-drainés des sols qui forment la surface d'état limite. Ils ont suggéré une méthode de normalisation des chemins de contrainte par une contrainte équivalente  $p_e^*$  (la contrainte équivalente sur la ligne de la consolidation isotrope du sol reconstitué à même volume spécifique  $v$ ). Cette méthode de normalisation permet d'éliminer la différence entre les niveaux de consolidation.

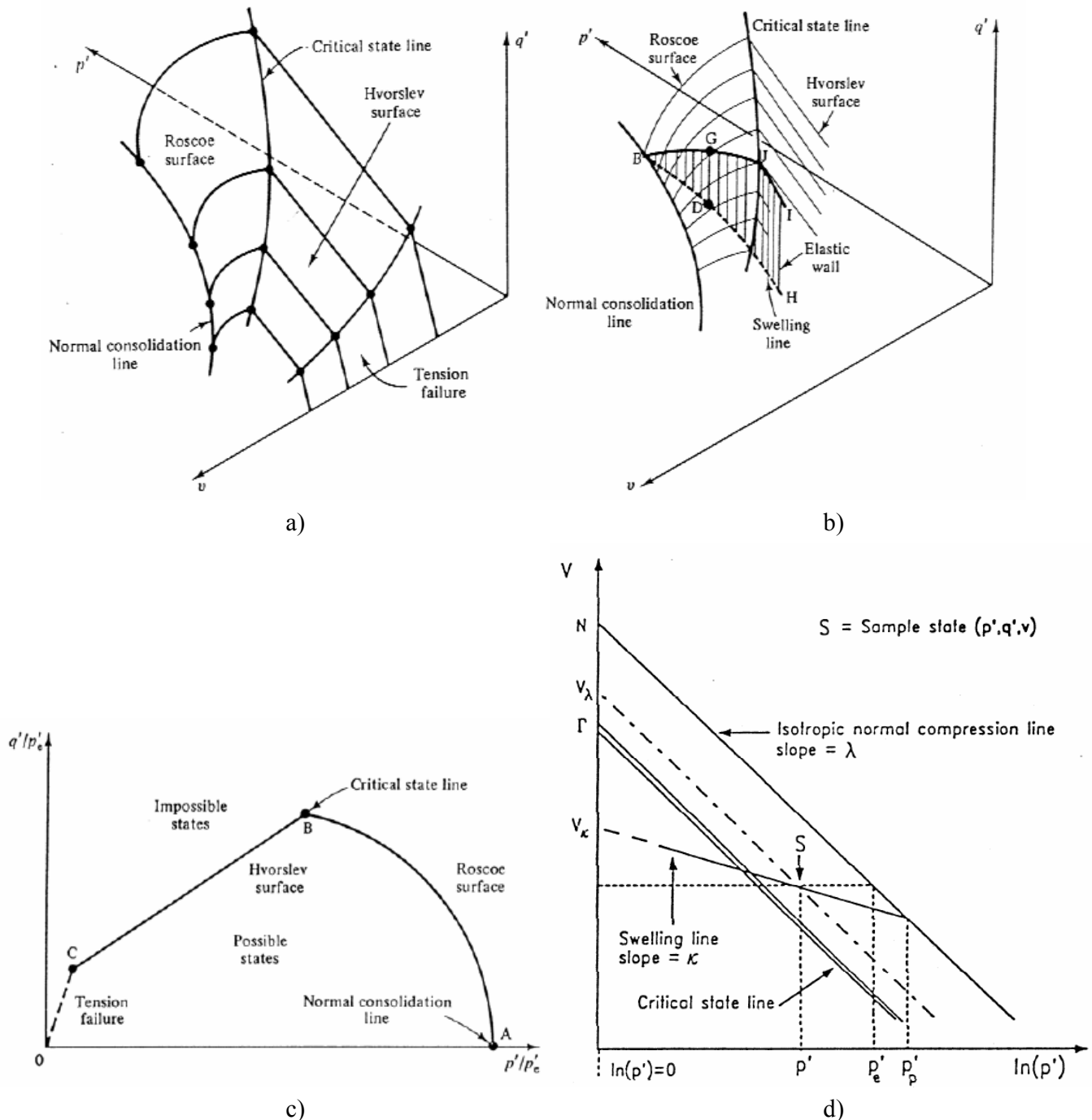


Figure V-1 Concept d'état critique a) Surface d'Etat Limite - SEL ; b) zone élastique ; c) SEL dans l'espace de contrainte normalisée (Atkinson et Bransby, 1978) ; d) les paramètres pour normalisation (Pickles, 1989).

Pour effectuer cette normalisation, il est nécessaire de réaliser une compression isotrope sur des pâtes de sols reconstitués afin d'éliminer l'effet d'anisotropie. En pratique, les mesures ont été souvent effectuées sur des échantillons préliminairement consolidés à 1-D (ou en condition  $K_0$ ). Donc il faut reconsolider isotropement l'échantillon sous une contrainte suffisamment élevée pour éliminer les effets de  $K_0$ . Ce processus est beaucoup plus complexe que celui utilisé par *Burland* (1990) pour les caractéristiques intrinsèques obtenues à l'oedomètre.

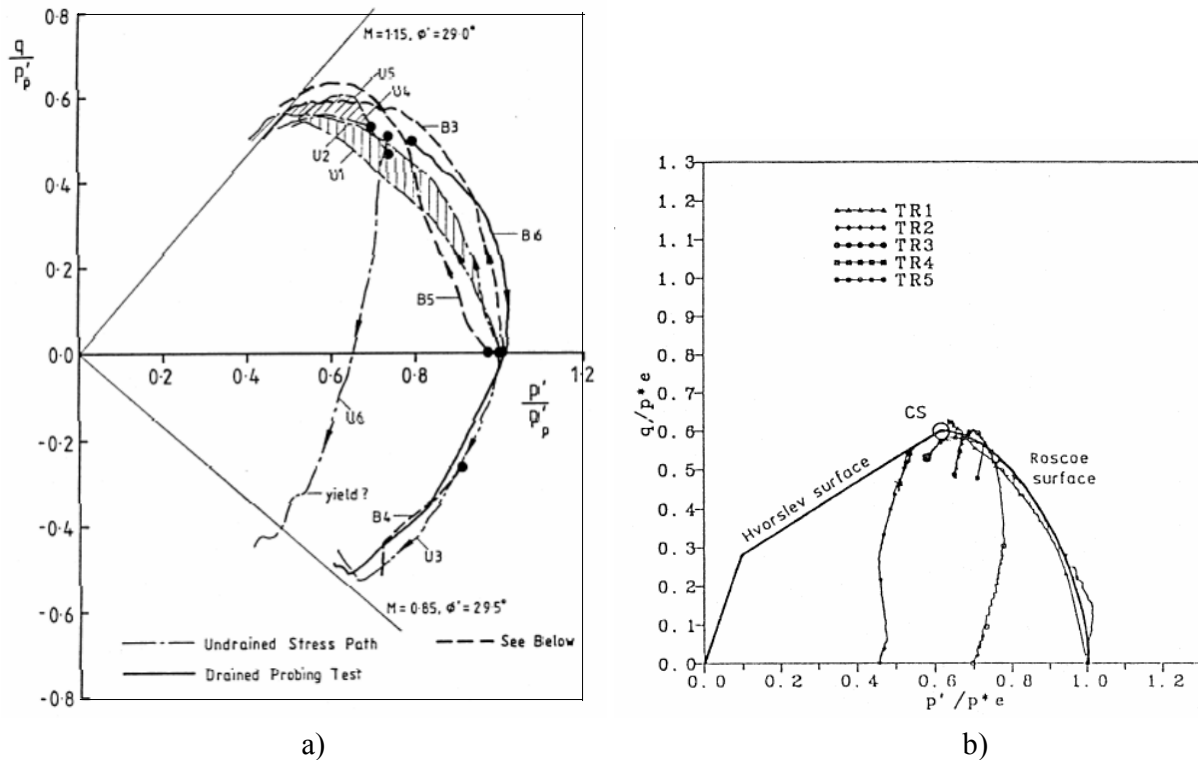


Figure V-2 a) Surface d'état limite des sédiments reconstitués de Londres (Pickles, 1989); b) SEL des sédiments reconstitués de Papadai (Cotecchia, 1996).

Plusieurs auteurs ont mis en évidence la forme unique de la surface d'état limite SEL des sols fins reconstitués que le chargement soit drainé ou non drainé. *Balasubramanian* (1969, 1974) a effectué des essais triaxiaux sur des argiles reconstituées normalement consolidées, et il a trouvé que la SEL dans l'espace  $p'/p^*_e - q/p^*_e$  était unique. La même conclusion a été tirée par d'autres études effectuées par *Gens* (1982, 1985), *Pickles* (1989). Ce dernier a effectué une série d'essais triaxiaux sur des sédiments reconstitués provenant de l'embouchure de la Tamise, à l'Est de Londres. Le sol, avec une plasticité élevée ( $w_L = 95\%$ ,  $w_p = 42\%$ ), était reconstitué à la teneur en eau  $w_L$  à la limite de liquidité, et ensuite consolidé en condition  $K_0$  sous une contrainte faible (35-70 kPa). Les résultats d'essai normalisés avec  $p'_p$  (la contrainte équivalente définie sur la Figure V-1-d) sont présentés sur Figure V-2-a. Il a conclu que les surfaces d'état limite SEL des sédiments reconstitués sont confondues, et la SEL unique a une forme similaire à l'ellipse du modèle Cam-Clay modifié (*Burland et Roscoe, 1968*).

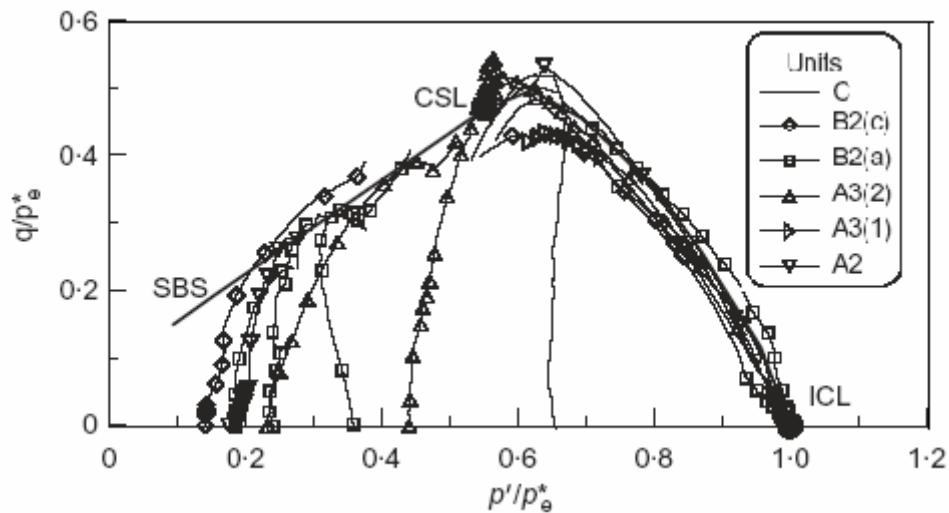


Figure V-3 Chemins de contrainte normalisés pour les sédiments reconstitués de Londres (Gasparre et al., 2007).

Récemment, les essais triaxiaux effectués sur les argiles reconstituées de Papadai (Cotecchia, 1996) et les argiles reconstituées de Londres (Gasparre, 2005) ont donné les mêmes résultats. Les surfaces d'état limite SEL normalisées des sédiments reconstitués semblent coïncider (Figure V-2-b et Figure V-3). Cette normalisation est faite par rapport à  $p^*_e$ .

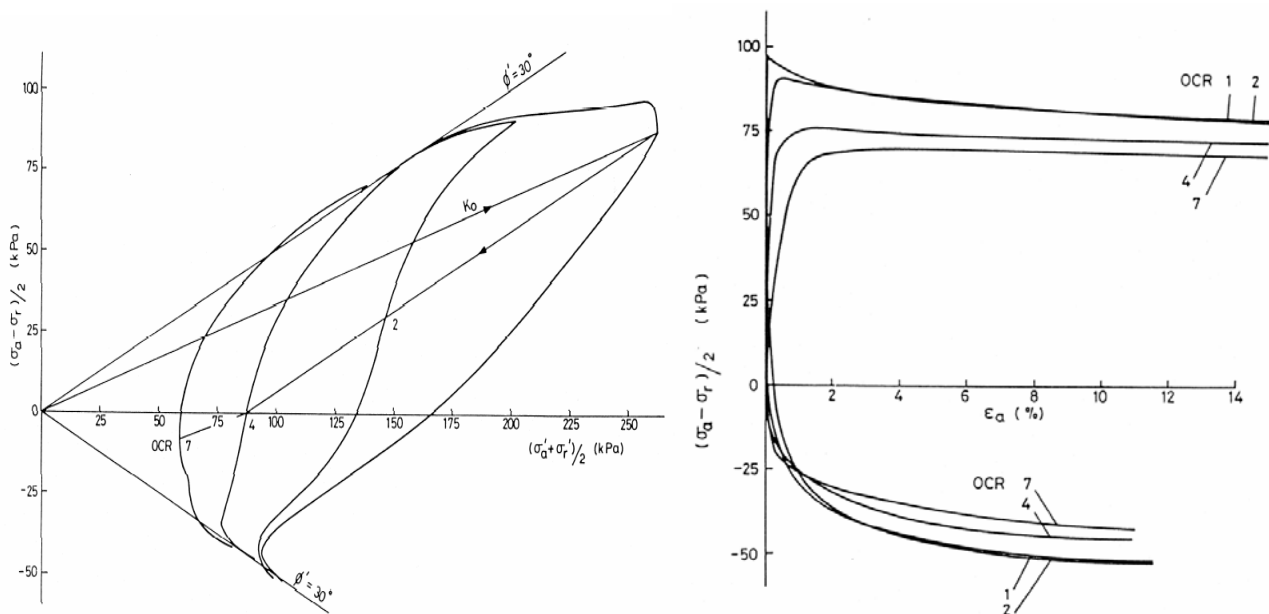


Figure V-4 Essais triaxiaux sur les sédiments reconstitués de Lower Cromer Till, avec la variation d' $R_{OC}$  (Gens, 1982)

L'effet d'anisotropie a été observé sur le comportement mécanique des sédiments reconstitués par les travaux de Gens (1982) et Jardine (1985). Gens (1982), à partir des essais triaxiaux en compression CAUc sur les argiles de Lower Cromer Till ( $w_L = 25\%$ ,  $w_P = 12\%$ ), a observé une diminution de la fragilité du sol (caractérisée par le pic dans le diagramme  $q-\varepsilon_a$ ) avec une

augmentation du  $R_{OC}$  (ou YSR). Par ailleurs le comportement en extension (essais CAUe) du sol ne montre aucune fragilité. *Jardine* (1985) a observé une même tendance sur les argiles reconstituées de Magnus ( $w_L = 75\%$ ,  $w_P = 28\%$ ). *Gens* (1982) a aussi trouvé que:

- la résistance  $C_u$  au pic du sol augmentait avec la vitesse de déformation,
- à faible YSR,  $C_u$  au pic n'était quasiment pas affecté par la vitesse de déformation,
- en compression, le  $C_u$  à l'état critique n'était pas fortement affecté par la vitesse de déformation.

*Hight et al.* (1987) (cité par *Smith, 1992*) ont examiné l'effet de la composition ou de la nature du sol (par l'indice de plasticité  $I_p$ ) sur le comportement mécanique du sol. Ils ont observé que:

- l'angle de frottement en compression ( $\phi'_c$ ) diminue généralement lorsque l'indice de plasticité  $I_p$  augmente,
- le coefficient de terre au repos  $K_0$  n.c. se corrèle assez bien avec  $\phi'$ , selon la formule proposée par *Jaky, 1944* ( $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ) et  $K_0$  augmente avec  $I_p$ ,
- la différence entre les valeurs de  $\phi'$  en compression et en extension augmente avec l'augmentation de  $I_p$ ,
- en triaxial de compression, le rapport  $\frac{C_u}{\sigma'_{vc}}$  au pic et à l'état ultime ne dépend pas de  $I_p$ , mais en extension ce rapport augmente avec  $I_p$ ,
- la fragilité (par la présence d'un pic en  $q-\varepsilon_a$ ) en compression non-drainée du sol diminue avec l'augmentation de  $I_p$ .

## V.1.2. Comportement des sols naturels

### V.1.2.1. Introduction

L'utilisation de sols reconstitués a certains avantages pour la recherche fondamentale du comportement mécanique du sol: elle permet d'éliminer la variabilité entre les échantillons et de connaître exactement l'histoire des contraintes du sol. Cette procédure avec des techniques d'essai bien soignées a permis d'obtenir des résultats de qualité (*Henkel, 1960; Roscoe et Poorooshasb, 1962; Gens, 1982; Jardine, 1985;...*). Cependant, plusieurs caractéristiques des sols naturels sont éliminées en reconstituant le sol, notamment, la structure développée par les processus sédimentaire, post-sédimentaire.... (*Burland, 1990*).

Une des difficultés principales pour étudier les sols naturels, notamment les sédiments marins mous, est le problème du remaniement. Tous les remaniements du sol par le carottage, par la conservation du sol et par des opérations de manipulation en cours d'essai affectent les résultats. Il est donc très important d'avoir une méthode de carottage avec remaniement minimisé et une technique d'essais optimisée afin d'obtenir les meilleurs résultats.



### V.1.2.2. Procédure de reconsolidation

Un des aspects importants qui peut largement affecter les résultats d'essais et donc le comportement mécanique des sédiments naturels étudiés en laboratoire est la sélection de la procédure appropriée pour reconstruire l'état de contrainte du sol en place. Une méthode suggérée par Bjerrum *et al.* (1973) implique la recompression du sol sous les contraintes effectives les plus proches possibles de celles du sol en place. Une autre méthode, premièrement proposée par Ladd *et Foott* (1974), consiste à consolider le sol sous des contraintes beaucoup plus élevées que celles en place. Chaque méthode a des avantages et des désavantages.

La méthode présentée par Bjerrum *et al.* (1973) a été développée initialement pour les sédiments mous de Norvège. Le sol est reconsolidé en laboratoire sous conditions de contraintes in situ, avec  $K_0$  correspondant aux contraintes in situ. Ensuite le cisaillement est effectué en compression ou en extension non-drainée. Comme la contrainte de consolidation ne dépasse pas les contraintes en place, on ne détruit pas la structure du sol au cours de la reconsolidation. Cette méthode a aussi des limites. Il est difficile de contrôler le déroulement de l'essai sous des très faibles niveaux de contraintes, notamment pour les sols des premiers mètres en subsurface avec des contraintes effective de quelques kPa. Une autre difficulté est liée au remaniement au cours de l'opération de carottage. Cette méthode a souvent donné des valeurs de résistance au cisaillement avec certaines erreurs. Récemment, cette méthode a été utilisée dans plusieurs projets d'étude du comportement des sédiments naturels, par exemple sur les sédiments du Bothkennar (Smith *et al.*, 1992; Hight *et al.*, 1992), sur les sédiments de Pisa (Callisto *et Calabresi*, 1998). Smith *et al.* (1992) ont montré que cette méthode peut être utilisée et donne de bons résultats si le sol a été récupéré par des carottages de bonne qualité.

La méthode SHANSEP (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties) a été initialement proposée par Ladd *et Foott* (1974). Cette procédure nécessite une reconsolidation du sol au triaxial sous  $K_0$  à des contraintes largement plus élevées que les contraintes en place ( $1.5 - 3 \sigma'_{v0}$ ). Ensuite l'échantillon est soumis à une décharge pour l'amener à l'état du  $R_{OC}$  estimé du sol en place. Puis le cisaillement est effectué en non-drainé. Les résultats d'essais peuvent être présentés en terme de rapport normalisés  $\frac{C_u}{\sigma'_{vc}}$  ou  $\frac{C_u}{\sigma'_{vy}}$ , où  $\sigma'_{vc}$  et  $\sigma'_{vy}$  sont respectivement la contrainte verticale de consolidation et la contrainte d'écoulement plastique. Cette procédure offre deux avantages:

- d'une part, elle permet de tester les sols à des contraintes usuelles ( $p'_c > 50$  kPa) et d'assurer un bon déroulement des essais,
- d'autre part, cette procédure de consolidation du sol à  $1.5 - 3 \sigma'_{v0}$  peut effacer l'effet du remaniement éventuel du sol en reconstituant un échantillon dans le domaine de sa courbe de consolidation normale NCL.

Par contre, une contrainte de consolidation plus élevée que la contrainte en place peut aussi effacer la structure du matériau (par exemple sur les sols sensibles avec effet de cimentation...).

Selon *Jamiolkowski et al.* (1985), tandis que la structure du sol intact peut être affectée par SHANSEP, les techniques d'implémentation d'essai avec soin peuvent donner une estimation raisonnable des propriétés du sol in situ (i.e.  $\frac{C_u}{\sigma'_{vy}}$ ). Récemment, cette méthode a été utilisée par

*Quiros et Little* (2003) et *Al-Khafaji et al.* (2003) sur les sédiments marins du Golfe du Mexique et en général, elle donne de bonnes corrélations avec d'autres mesures (VST, CPTu).

Beaucoup d'auteurs ont critiqué la méthode SHANSEP. *Tavenas et Leroueil* (1977) et *Leroueil et al.* (1979) ont examiné ses limites sur les argiles sensibles du Nord Est du Canada. Ils ont conclu que la consolidation au delà de la contrainte in situ  $\sigma'_{v0}$  entraîne une déstructuration du sol intact, se traduit par une diminution des valeurs des modules de cisaillement et de compression ( $\frac{E_u}{C_u}$  et  $\frac{K}{\sigma'_{vy}}$ ). Selon *Tavenas et Leroueil* (1985, 1987), le processus de déstructuration dans les sols a lieu

dès que la contrainte appliquée sur le sol dépasse de quelques kPa la contrainte seuil d'écoulement plastique. Les essais effectués sur les argiles marines de la baie James présentés par *Lefebvre et al.* (1983) (cité par *Ladd et DeGroot, 2003*) ont montré une différence importante entre le comportement du sol intact et déstructuré par SHANSEP. Cependant, le mot déstructuration utilisé par les auteurs n'a pas été expliqué de façon précise.

#### **V.1.2.3. Surface de charge, contrainte d'écoulement plastique et Surface d'Etat Limite**

Pour les calculs de mécanique des sols selon les modèles élasto-plastiques, il est important de définir la surface de charge **F** et le potentiel plastique **G**. Dans les modèles de plasticité associée, les deux fonctions coïncident (*Lemaître et Chaboche, 1993; Darve, 1987*).

La forme de la surface d'état limite des sédiments reconstitués a été étudiée par plusieurs auteurs depuis les années 1960 (voir V.1.1.2). Récemment, la similarité entre les formes de SEL du sol naturel et celle du sol reconstitué a été relevée par *Graham et Li* (1985), *Cotecchia et Chandler* (1997) et (2000), *Baudet* (2001), *Baudet et Stallebrass* (2004). *Wroth et Housby* (1985) ont reconnu que les surfaces de charge des sédiments naturels, dans le plan  $p' - q$ , sont en forme d'ellipse et sont quasi symétriques par rapport à l'axe de  $K_0$ . Selon ces auteurs, l'histoire de consolidation unidimensionnelle est à l'origine de cette symétrie (anisotropie).

*Graham et al.* (1983) ont déterminé les surfaces de charge des sédiments de Winniberg à plusieurs niveaux de consolidation. Les ellipses montrées sur la Figure V-5-a sont orientées selon un axe identique avec la direction de la droite  $K_0$ . *Graham et Li* (1985) ont comparé les sédiments naturels et reconstitués de Winniberg et selon eux, les surfaces de charge normalisées avec la contrainte maximale de consolidation  $\sigma'_{vc}$  sont confondues (Figure V-5-b).

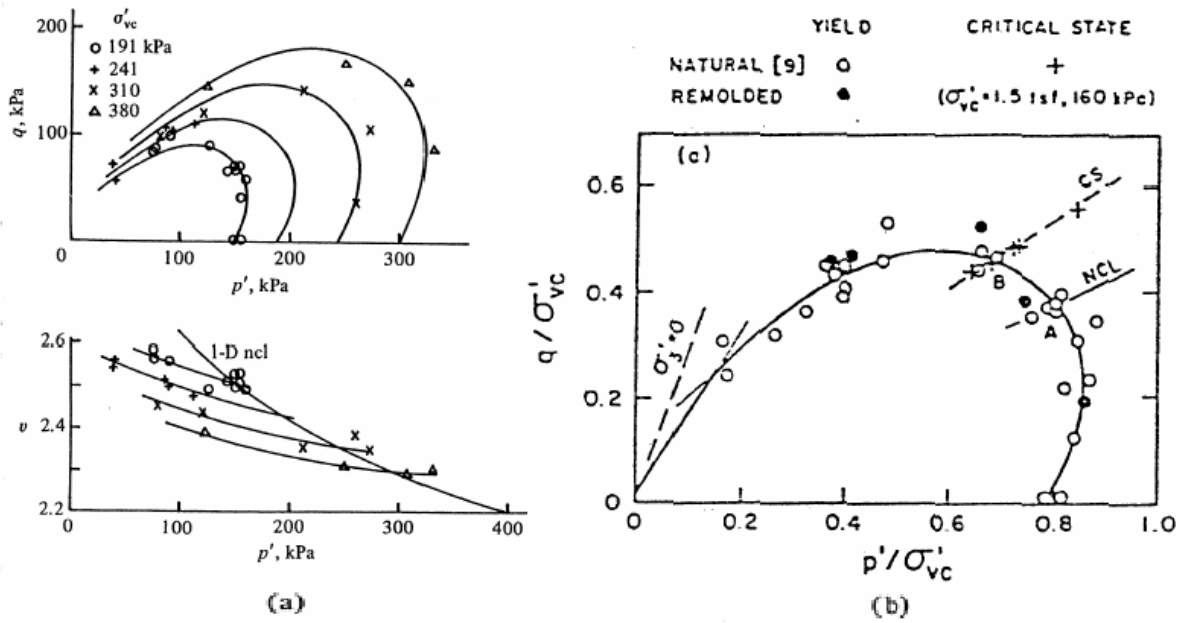


Figure V-5 a) Surfaces des charge des sédiments naturels de Winniberg (Graham et al., 1983); b) Surfaces de charge normalisées avec  $\sigma'_{vc}$  (Graham et Li, 1985).

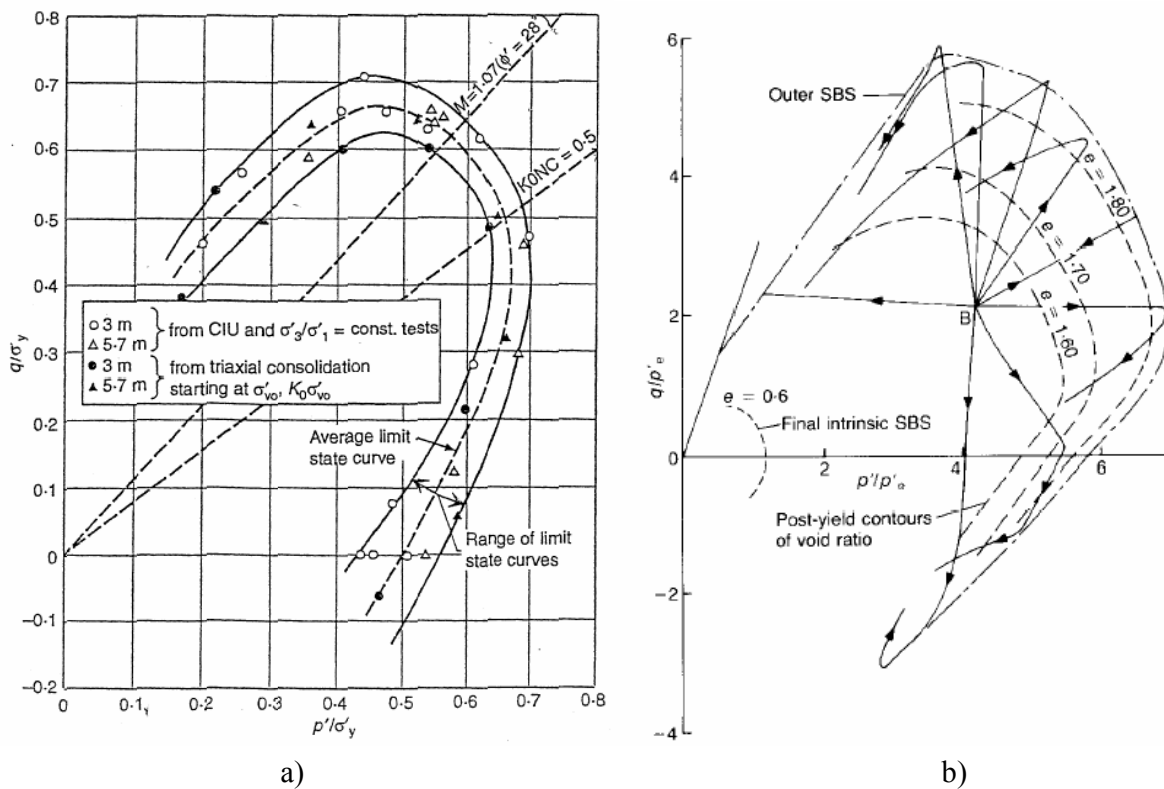
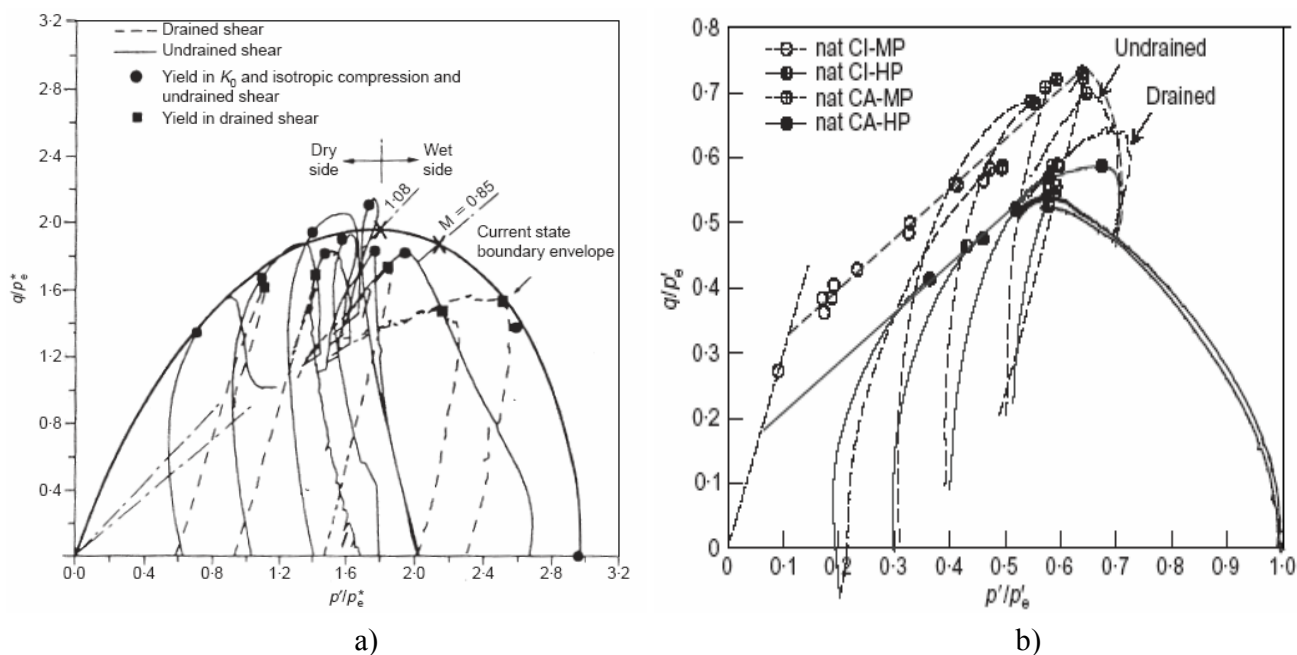


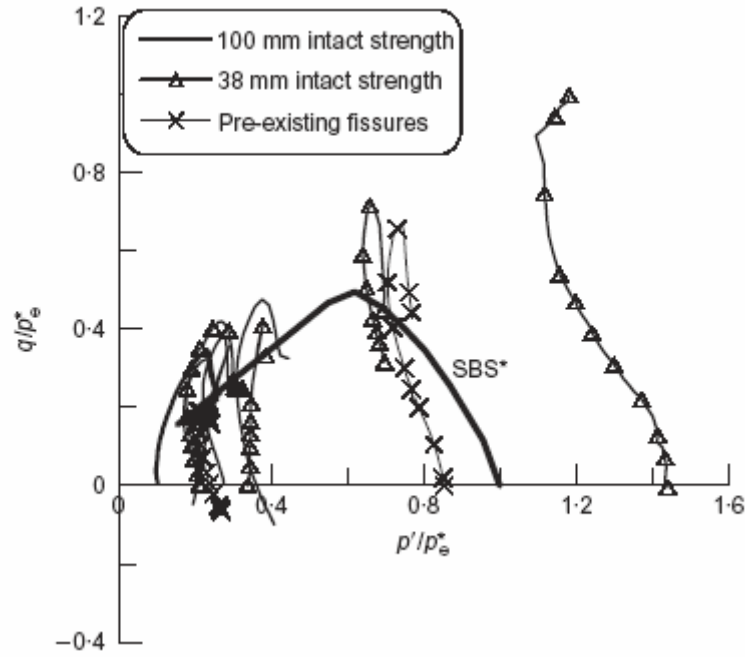
Figure V-6 a) Surfaces de charge normalisées avec  $\sigma'_y$  des sédiments de St Alban (Leroueil et al., 1979); b) Surface d'état limite des sédiments naturels de Bothkennar (Smith et al., 1992).



**Figure V-7 a) Enveloppe de la surface d'état limite des sédiments de Papadai (Cotecchia et Chandler, 1997); b) Surface d'état limite des sédiments de Vallericca (Amorosi et Rampello, 2007).**

La surface de charge des argiles molles sensibles ( $w_L = 60 \%$ ,  $w_P = 23\%$ ) de St Alban présentée par Leroueil *et al.* (1979) est quasi-symétrique par rapport à l'axe  $K_0$  (Figure V-6-a). Cette quasi-symétrie est aussi observée sur l'enveloppe de surface de charge et de surface d'état limite des argiles de Bothkennar ( $w_L = 74-86 \%$ ,  $w_P = 27-35\%$ ) (Smith *et al.*, 1992) (Figure V-6-b). En revanche, les enveloppes de surface d'état limite de l'argile de Papadai ( $w_L = 65\%$ ,  $w_P = 30\%$ ) étudiée par Cotecchia et Chandler (1997) et de l'argile de Vallericca ( $w_L = 54-60 \%$ ,  $w_P = 29-32\%$ ) étudiée par Amorosi et Rampello (2007) ne sont pas symétriques par rapport à l'axe  $K_0$  (Figure V-7). Dans les deux cas, il s'agit d'argiles raides. Cotecchia et Chandler (2000) ont tenté d'expliquer cette différence entre les formes des surfaces d'état limite des sédiments mous et raides. À partir des courbes de compression des argiles de St Alban et de Bothkennar, ils ont observé que les argiles molles naturelles sont moins rigides en compression isotrope qu'en compression anisotrope. Cela n'est pas observé sur les argiles raides (Papadai, Vallericca).

Les chemins de contraintes non-drainés normalisés pour les sédiments naturels reconstitués de Londres avec la surface d'état limite intrinsèque  $SEL^*$  sont présentés sur la Figure V-8 (Gasparre *et al.*, 2007).

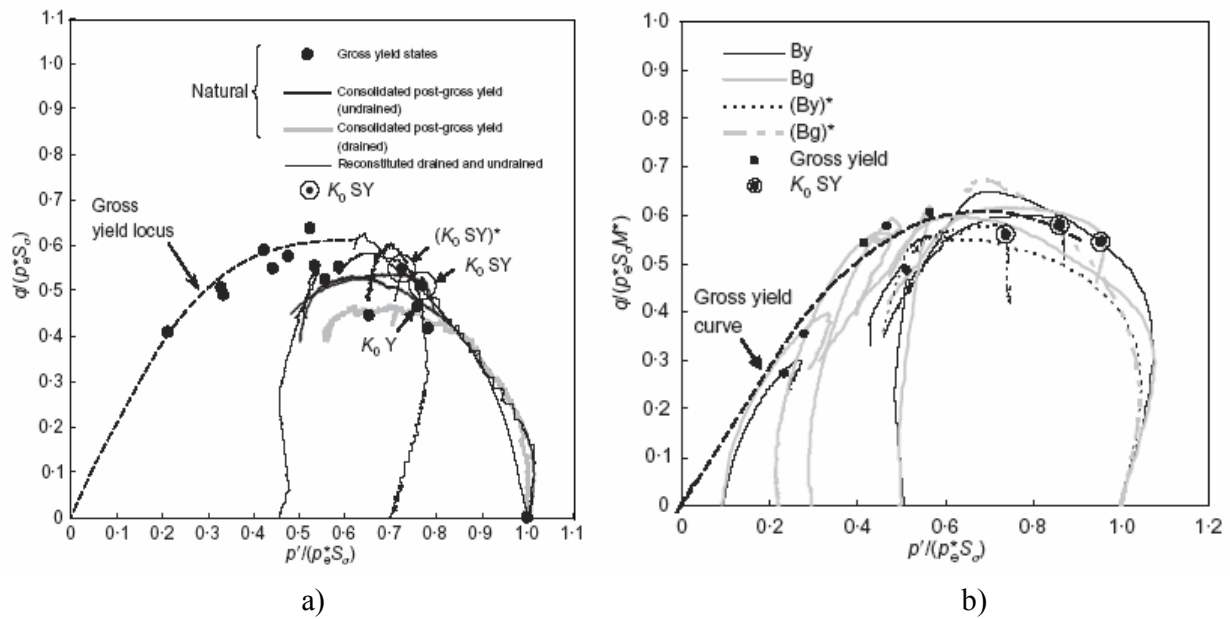


**Figure V-8 Chemins de contraintes non-drainés des sédiments naturels de Londres, avec la SEL\* intrinsèque (Gasparre et al., 2007)**

L'effet de structure sur le comportement des sols a été discuté par *Cotecchia et Chandler* (2000). En normalisant les courbes de surface de charge des sols reconstitués et des sols naturels avec la contrainte équivalente  $p_e^*$ , la contrainte sur la ligne de compression du sol reconstitué à même indices des vides, ils ont trouvé que les deux surfaces ont la même forme mais celle des sols naturels est plus grande que celle des sols reconstitués, dans un rapport égal à leur sensibilité  $S_\sigma$ . Les auteurs ont considéré que la sensibilité était un bon paramètre du niveau de structure du sol, qui distingue les surfaces d'état limite des deux sols (voir le chapitre précédent). Ils ont donc proposé une méthode de normalisation des surfaces d'état limite du sol par un paramètre de sensibilité  $S_\sigma$ :

$$S_\sigma = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_e} = \frac{p'_y}{p_e^*} \quad (V-1)$$

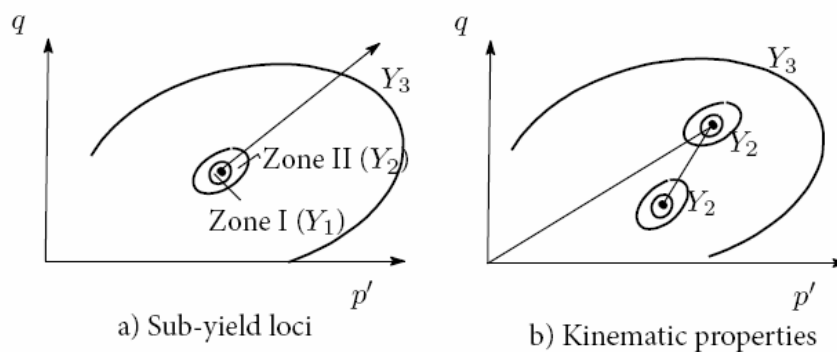
Cette normalisation a été appliquée d'abord sur les sédiments de Papadai (*Cotecchia et Chandler, 2000*) et puis sur les sédiments de sub-Apennine ( $w_L = 49-70\%$ ,  $w_P = 26-42\%$ ) (*Cotecchia et al., 2007*). Selon cette normalisation, les enveloppes de surface d'état limite des sédiments reconstitués et naturels dans le plan  $(p'/(p_e^* S_\sigma) - q/(p_e^* S_\sigma))$  sont alors confondues (Figure V-9).



**Figure V-9 Surfaces de charge normalisées a) des sédiments naturels et reconstitués de Papadai (Cotecchia et Chandler, 2000) ; b) des sédiments naturels et reconstitués de sub-Apennine (Cotecchia et al., 2007).**

#### V.1.2.4. Concept de multiples surfaces de charge cinématiques

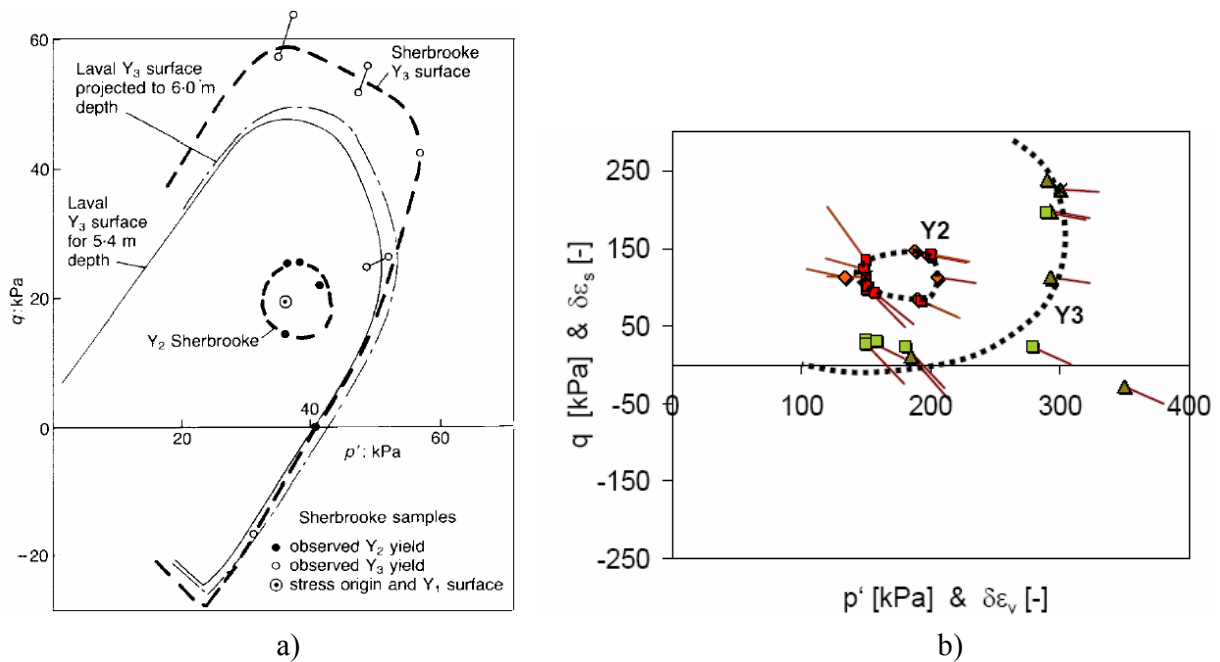
Les caractéristiques des sols sont, en général, fortement non élastiques. D'après *Jardine* (1992), le comportement élasto-plastique des sols peut être divisé en trois zones séparées par des surfaces de charge successives (Figure V-10). Dans la plus petite zone (zone 1), le comportement du sol est élastique linéaire. A cause de très petites déformations, cette zone est généralement très difficile à déterminer exactement. Le sol devient élastique non linéaire quand il passe en zone 2, les rigidités ( $K$ ,  $G$ ) sont fortement dépendantes des contraintes et déformations. La surface limite de la zone 2 peut être déterminée par plusieurs essais drainés cycliques ou essais drainés avec un bon contrôle des pressions interstitielles. Les déformations irréversibles commencent lorsque le sol passe à la zone 3. La surface de la zone 3, déterminée par la surface limite de tous les essais non drainés, est généralement considérée comme la limite d'écoulement plastique (gross yield). D'après *Jardine* (1992), les zones 1 et 2 sont limitées par des surfaces de charge cinématiques, c'est à dire qu'elles évoluent avec l'état de contrainte du sol (Figure V-10).



**Figure V-10 Schéma des surfaces cinématiques des sols (d'après Jardine, 1992)**

Les études effectuées récemment sur plusieurs sédiments naturels par *Atkinson et Salfors* (1991), *Jardine* (1992), *Smith et al.* (1992), *Clayton et Heymann* (2001), *Leroueil et Hight* (2003), *Gasparre et al.* (2007), *Hight et al.* (2007) ont montré que la zone élastique linéaire (zone 1) se limite aux très petites déformations,  $\varepsilon_s$  de l'ordre de  $10^{-5}$  (0.001 %). Cette zone est très difficile à détecter ; il faut avoir des techniques de contrôle des contraintes appliquées et des mesures de déformations très précises.

La Figure V-11 présente les surface  $Y_2$  et  $Y_3$  des argiles naturelles de Bothkennar (*Smith et al.*, 1992) et des sédiments lacustres de Suisse (*Messerklinger, 2006*), obtenues par plusieurs essais drainés "probing" (avec bon contrôle de mesure de pression interstitielle), dans lesquels les chemins de contrainte ont été effectués selon plusieurs direction dans le plan ( $p'$ - $q$ ).



**Figure V-11** Les surfaces cinématiques  $Y_2$ ,  $Y_3$  des sédiments naturels de: a) Bothkennar (*Smith et al.*, 1992); b) sédiments lacustres de Suisse (*Messerklinger, 2006*)

Les surfaces  $Y_1$  et  $Y_2$  peuvent aussi être déterminées en suivant l'évolution des valeurs de module de rigidité  $K$  et  $G$  au cours du chargement comme montré sur la Figure V-12. Pour les essais triaxiaux drainés, la rigidité de cisaillement  $G'$  du sol dans la zone  $Y_1$  peut être considérée comme constante, et ensuite la surface  $Y_2$  est déterminée par une dégradation plus rapide de  $G'$  en fonction de  $\varepsilon_s$ , et par un changement de pente. Il faut noter que ce changement de pente n'est pas toujours facile à observer, et parfois il n'est pas très significatif. Avec l'argile de Londres, la zone  $Y_1$  est caractérisée par des petites déformations de moins de 0.001 %, et  $Y_2$  est déterminé à déformation  $\varepsilon_s$  de l'ordre 0.01 % .

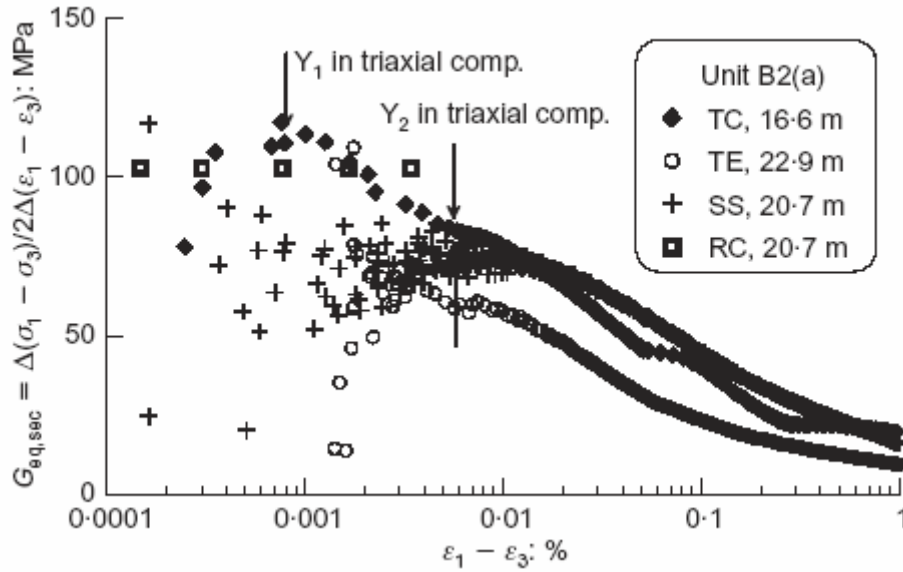


Figure V-12 Détermination des limites de  $Y_1$  et  $Y_2$  sur l'argile de Londres (Gasparre et al., 2007)

#### V.1.2.5. Modèles mécaniques des sols naturels avec effets de structure

Les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié, développés par Roscoe et al. (1963) et Burland et Roscoe (1968) dans le cadre de la théorie de l'état critique, ont été largement utilisés pour simuler avec succès les essais triaxiaux des sols reconstitués. Par contre, ils ont montré des limites lors de l'application aux sols naturels en raison de la "déstructuration" du sol au cours de la compression ou en cisaillement (Gens et Nova, 1993; Lagioia et Nova, 1995). Plusieurs modèles mécaniques ont été développés récemment pour simuler le comportement des sols naturels (Liu et Carter, 2000; Kavvas et Amorosi, 2000; Rouainia et Muir Wood, 2000; Koskinen et al., 2002; Baudet et Stallebrass, 2004). Ces modèles sont basés sur le cadre de théorie de l'état critique et peuvent décrire la dégradation de la structure du sol en employant une loi d'écrouissage dans laquelle l'effet de structure diminue avec les déformations plastiques volumiques  $\varepsilon_v^p$  et les déformations plastiques déviatoriques  $\varepsilon_s^p$ . L'importance relative des déformations volumiques et déviatoriques sur les processus de déstructuration change selon chaque modèle en fonction du sol.

Le modèle développé par Kavvas et Amorosi (2000) pour les sédiments structurés implique deux surfaces caractéristiques, une surface de charge qui limite la zone élastique du sol et une plus grande surface de déstructuration qui est caractérisée par le commencement de la déstructuration du sol, en compression ou en cisaillement (ou dégradation des rigidités). Le comportement du sol est donc modélisé par une petite zone élastique quand les contraintes sont dans la petite surface, et par la dégradation de la structure quand l'état des contraintes atteint la surface de déstructuration. Ce modèle a été utilisé pour simuler les résultats d'essais triaxiaux des sédiments naturels de Valericca effectués par Rampello et al. (1993) et Amorosi et Rampello (1998). Pour les sédiments consolidés sous contraintes faibles, avec un état initial bien au dessous de limite de la surface de déstructuration, la prédiction du modèle est en bon accord avec les mesures expérimentales. Avec



des échantillons consolidés aux contraintes plus élevées au delà de la limite donnée par la surface de déstructuration, le modèle est capable de reproduire le comportement "contrainte - déformation" non drainé (Kavvas et Amorosi, 2000).

Rouainia et Wood (2000) ont présenté un modèle constitutif s'appuyant sur la notion de surface d'état limite. Deux surfaces caractéristiques sont ajoutées pour modéliser les sols naturels en tenant compte l'effet de structure. Ce modèle utilise donc trois surfaces limites de mêmes formes elliptiques que celle du Cam-Clay modifié. La première surface définit le domaine élastique. La deuxième "surface de référence" est caractéristique des sols reconstitués, et la troisième "surface de structure" caractérise les sols naturels. Le rapport de taille  $r$  entre la "surface de structure" et la "surface de référence" est considéré comme le facteur de structure. L'écrouissage considéré est de type cinématique. Ce modèle a été utilisé pour simuler les essais triaxiaux d'un sédiment non-organique de faible sensibilité de Norrköping ( $w_L = 68\%$ ,  $w_P = 25\%$ ) effectués par Westerberg (1995). Les simulations ont montré la capacité du modèle à reproduire les réponses observées sur plusieurs essais triaxiaux d'un sol mous en compression et en cisaillement (Rouainia et Wood, 2000).

Baudet (2001) et Baudet et Stallebrass (2004) ont présenté un modèle, basé sur le cadre conceptuel ("sensitivity framework") de Cotecchia et Chandler (2000) et sur l'approche de multiples surfaces de charge en un écrouissage cinématique. Ce modèle est capable de simuler le comportement des sols naturels avec effet de déstructuration dans l'espace des contraintes triaxiales ( $p' - q$ ). Ce modèle se base sur le modèle 3-SKH (3 Surface Kinematic Hardening model) introduit par Stallebrass (1990) pour les sols reconstitués. Le nouveau modèle, appelé S3-SKH, introduit la sensibilité  $S_t$  comme une variable caractéristique de la structure. La dégradation de la structure est présentée par la variation de la sensibilité  $\Delta S_t$ . La surface de charge des sols naturels a la même forme que celle des sols reconstitués, mais elle est plus grande. Le modèle S3-SKH considère une surface de charge intrinsèque identique à celle du modèle Cam-Clay modifié. La surface de charge des sols naturels (ici appelée surface de sensibilité) dans le plan ( $p'-q$ ) a la même forme que la surface intrinsèque mais dans un rapport égal à la valeur actuelle de la sensibilité  $S$ . Au cours du chargement mécanique, les déformations plastiques se développent et la sensibilité diminue, ce qui entraîne la diminution de la taille de la surface de charge des sols naturels. Donc, tous les effets de structure ou de déstructuration sont décrits par la taille de la surface de sensibilité. Les deux autres petites surfaces (surfaces cinématiques) sont déduites à partir de la surface de sensibilité. Elles ont les mêmes formes que la surface de sensibilité mais de taille plus réduite. Ces deux surfaces sont reliées aux zones élastiques des sédiments, comme pour les modèles de Al Tabbaa (1987) et de Stallebrass (1990).

Les simulations effectuées par Baudet (2001) et Baudet et Stallebrass (2004) sur plusieurs sols mous naturels (argiles de Bothkennar et de Pisa) ont montré que le modèle S3-SKH peut simuler avec succès l'effet de structure et de déstructuration dans le comportement drainé et non drainé des sols naturels. Les courbes expérimentales et numériques sont en bon accord, la résistance de cisaillement au pic est bien reproduite par la simulation. Mais, le comportement de post-rupture

ou à grandes déformations est difficile à simuler, probablement à cause de la localisation des déformations. Sur les argiles de Bothkennar, les analyses de *Baudet* (2001) ont montré que la surface de charge normalisée par  $p^*_e$  obtenue par la simulation coïncide avec celle obtenue expérimentalement, sauf pour les essais triaxiaux drainés en extension. Ceci à cause de l'anisotropie du sol, que le modèle ne prend pas en compte.

Sur une argile molle organique de Cubzac-les-Ponts ( $w_L = 100-150\%$ ,  $w_P = 30-70\%$ ), à partir des essais triaxiaux sur le sol naturel, *Shahanguian* (1981) et *Magnan et al.* (1982) ont observé une surface de charge anisotrope (une ellipse inclinée dans le plan  $p'-q$ ). Un modèle mécanique des sols dans le cadre de l'élasto-plasticité en tenant compte d'effet d'anisotropie avec une surface de charge inclinée a été construit. Les tassements du sol et les surpressions interstitielles générées à cause des poids des remblais obtenu par la simulation avec ce modèle montrent des similarités avec ceux observés en réalité (*Magnan et al.*, 1982 ; *Leroueil et al.*, 1985, cité par *Wood*, 1990).

Récemment, un modèle élasto-plastique qui tient en compte de l'effet d'anisotropie sur le comportement des sédiments naturels a été développé par *Koskinen et al.* (2002) et *Wheeler et al.* (2003). Le modèle S-CLAY1S est caractérisé par deux surfaces limites similaires en forme d'ellipse inclinée dans le plan ( $p'-q$ ). Une surface intrinsèque caractérise les sols reconstitués et l'autre de plus grande taille définit le domaine réversible des sols naturels avec structure. *Koskinen et al.* (2002) ont utilisé ce modèle sur l'argile naturelle de POKO ( $w_L = 80-111\%$ ,  $w_P = 26-29\%$ ). Les courbes de prédiction sont généralement en bon accord avec celles obtenues expérimentalement.

### **V.1.3. Résultats d'essais existants sur les sols marins grandes profondeurs**

En général, les pressions d'eau interstitielle d'un sol marin grande profondeur sont très élevées (i.e de 10-15 MPa pour un sol de profondeur d'eau de 1000-1500 m). Dans les essais en laboratoire, la contre-pression appliquée dans l'échantillon du sol est souvent assez faible (de l'ordre de 300-700 kPa) par rapport à celle in situ. L'effet de la différence entre les valeurs des pressions de l'eau interstitielle a été étudié par *Lunne et al.* (1998). Ils ont effectué une série d'essais triaxiaux sur des sédiments mous en appliquant des pressions interstitielles équivalentes à 1500 m de profondeur d'eau. Les résultats obtenus ont montré qu'avec une carotte de bonne qualité ("block sample"), l'influence du niveau de pression interstitielle de l'eau sur le comportement du sol n'est pas significatif si la quantité du gaz dissous dans l'eau n'est pas importante. La courbe de contrainte-déformation de l'échantillon marqué "block sample 15 MPa backpressure" est très proche de celle de l'échantillon marqué "block sample 1500 m" avec la pression de l'eau de 0.7 MPa (Figure V-13-b).

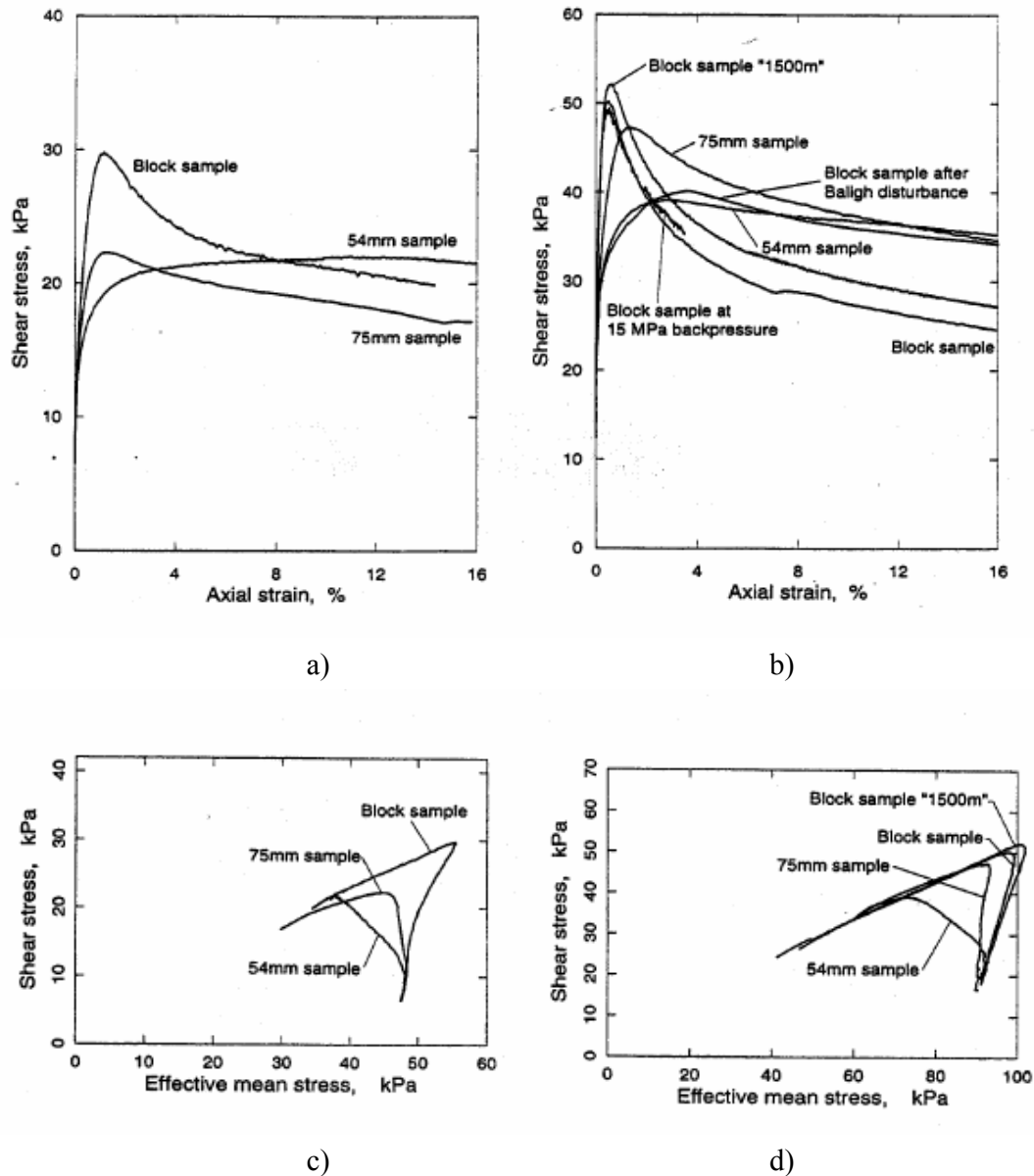


Figure V-13 L'influence du niveau de pression interstitielle sur des essais triaxiaux effectués par Lunne et al., 1998.

Baudet et Ho (2004) ont effectué des essais triaxiaux sur des sédiments marins de grande profondeur, de sensibilité très élevée ( $S_t \geq 50$ ), et ils ont montré que le comportement des sédiments marins peut être modélisé dans le cadre conceptuel proposée par Cotecchia et Chandler (2000). La Figure V-14-a représente les chemins de contrainte normalisés par la contrainte équivalente  $p^*$  ( $p'_p$  sur la Figure). Cette figure montre le niveau élevé de structure du sédiment naturel, en comparant la surface de charge du sol naturel avec celle du sol reconstitué (SEL\* intrinsèque). La normalisation dans le plan ( $p'/S_{op}' - q/MS_{op}'$ ) proposée par Cotecchia et Chandler (2000) est présenté sur la Figure V-14-b, cette normalisation semble alors montrer une surface d'état limite unique pour les sédiments naturels et reconstitués.

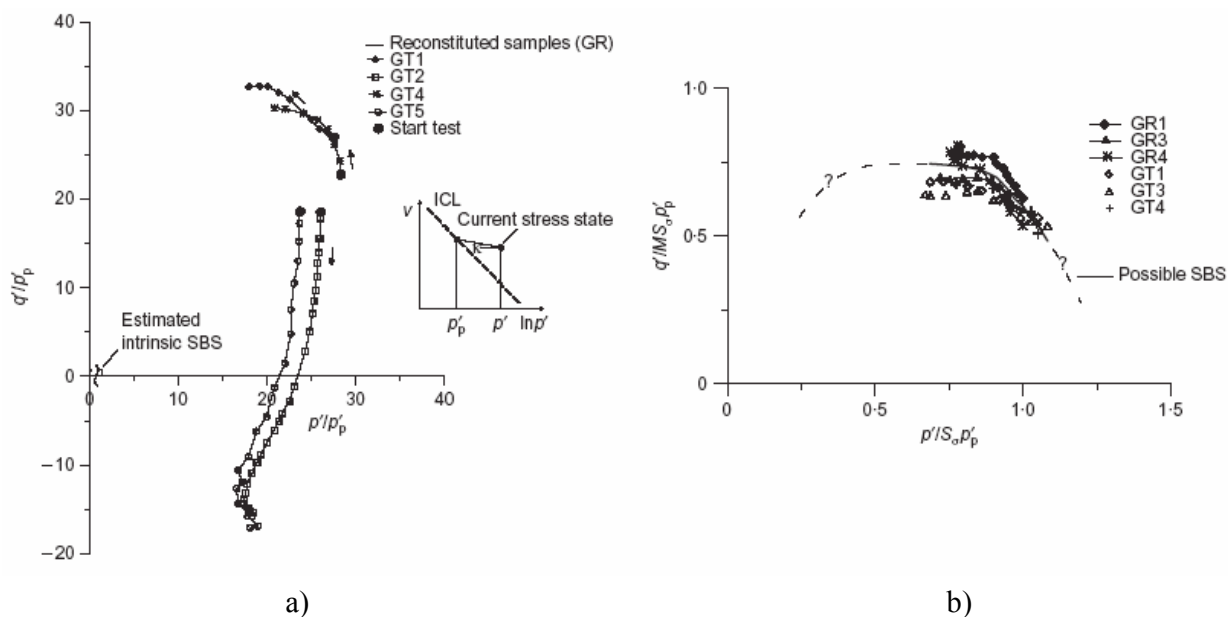


Figure V-14 Essais triaxiaux des sédiments marins naturels et reconstitués (Baudet et Ho, 2004)

Dans le cadre du projet CLAROM, afin de caractériser le comportement des sols marins provenant du Golfe de Guinée, plusieurs essais triaxiaux ont été effectués sur des carottes STACOR® par Fugro France, L3S/INPG et MSSMat/ECP. Ici, on présente quelques résultats obtenus dans ce projet d'étude.

Tableau V-1 Programme des essais triaxiaux effectués dans le projet de CLAROM

Laboratoire/référence	Site/profondeur d'eau	Profondeur d'enfouissement	Pression de consolidation avant le cisaillement
Fugro France/ <i>Puech et al. (2004)</i>	Golfe de Guinée	0-20 m	10-300 kPa
ECP/ <i>Hattab et Favre (2005)</i>	YY/~700 m	3-15 m	30-600 kPa
L3S/ <i>Flavigny et Thanh (2005)</i>	BB/~1300 m	7-12 m	10-150 kPa

Plusieurs séries d'essais sur des carottes de sédiment venues du site YY (profondeur d'eau 700 m), de profondeur d'enfouissement de 3 m à 15 m ont été réalisées à l'ECP par *Hattab et Favre (2005)*. Ces auteurs ont travaillé sur des échantillons d'élancement 1.5 (diamètre 35 mm et hauteur 53 mm). Un bon système d'anti-fretage a permis d'observer une rupture progressive en empêchant la localisation des déformations. En fonction de la contrainte de consolidation avant le cisaillement, les auteurs ont réalisé deux types d'essais, des essais à forte contrainte de consolidation ( $p' = 200-600$  kPa) et d'autres essais sous faible contrainte de consolidation ( $p' = 30-70$  kPa, ces valeurs sont de l'ordre des contraintes verticales effectives en place  $\sigma'_{v0}$  du sol). En parallèle, des essais triaxiaux non drainés en compression et en extension sur les sédiments du

Golfe de Guinée ont été effectués par Fugro. Les contraintes de consolidation sont comprises entre 10 et 300 kPa.

Les résultats typiques de ces essais sont présentés dans les Figure V-15 et V-16. Les essais de l'ECP fournissent des résultats en bon accord avec les essais triaxiaux effectués par Fugro. Selon ces mesures, l'angle de frottement  $\varphi'$  des sédiments du Golfe de Guinée dépend des valeurs de contrainte de consolidation. Pour les échantillons consolidés sous forte contrainte, l'angle de frottement aux grandes déformations a des valeurs assez faibles,  $\varphi' = 16-17^\circ$ . Par contre, l'angle de frottement des échantillons consolidés sous une faible contrainte atteint des valeurs beaucoup plus élevées,  $\varphi' = 36-40^\circ$ , voire des valeurs de l'ordre de  $50^\circ$ . Selon *Hattab et Favre* (2005), la déstructuration partielle ou totale des échantillons par les contraintes de consolidation beaucoup plus élevées que la contrainte in situ est la cause de la diminution de l'angle de frottement effectif. Ces conclusions peuvent être considérées en phase avec celle de *Tavenas et Leroueil* (1985 et 1987) qui ont critiqué la procédure SHANSEP et qui affirment que la consolidation sous des contraintes plus élevées que celle du sol en place conduit à une déstructuration dans le sol.

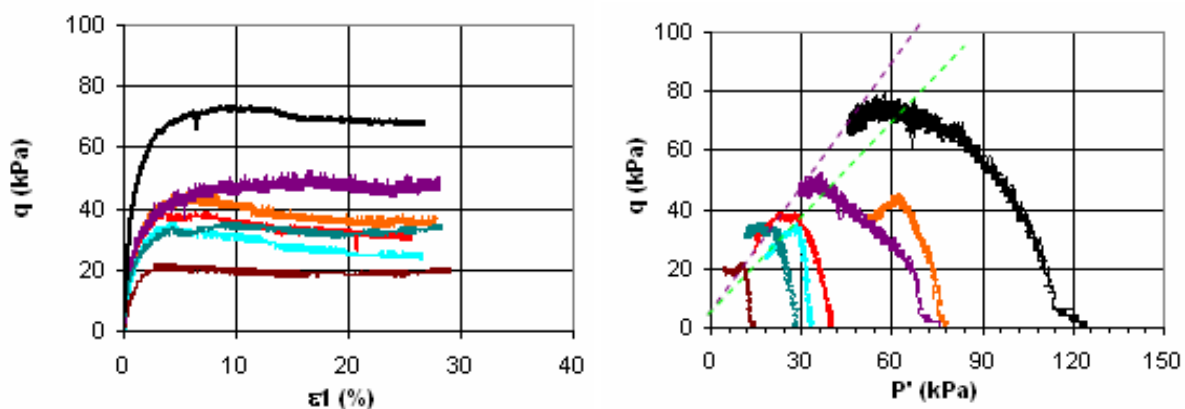


Figure V-15 Essais triaxiaux sur les sédiments du site YY : domaine de faible contrainte de consolidation (Hattab et Favre, 2005).

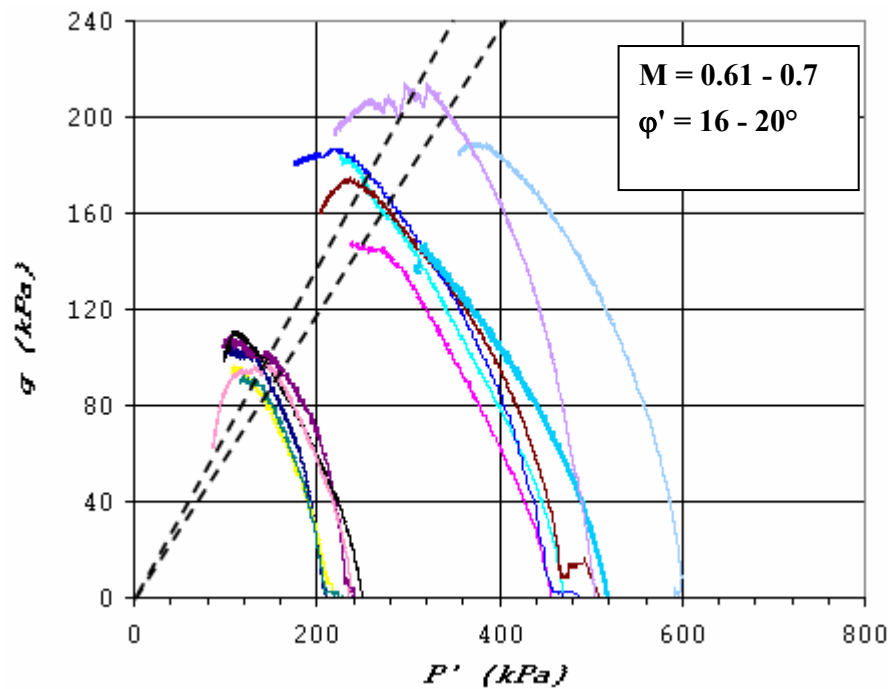


Figure V-16 Essais triaxiaux sur les sédiments du site YY : domaine de fortes contraintes (Hattab et Favre, 2005).

L'effet d'anisotropie du sol sur les paramètres effectifs ( $c'$ ,  $\phi$ ) observé sur les sédiments du Golfe de Guinée par ECP et Fugro n'est pas très significatif. Les mesures de Fugro (à faibles contraintes de consolidation) présentées sur la Figure V-17 montrent que les angles de frottement effectifs en compression et en extension sont comparables, entre 40-46° en compression et entre 38-53° en extension.

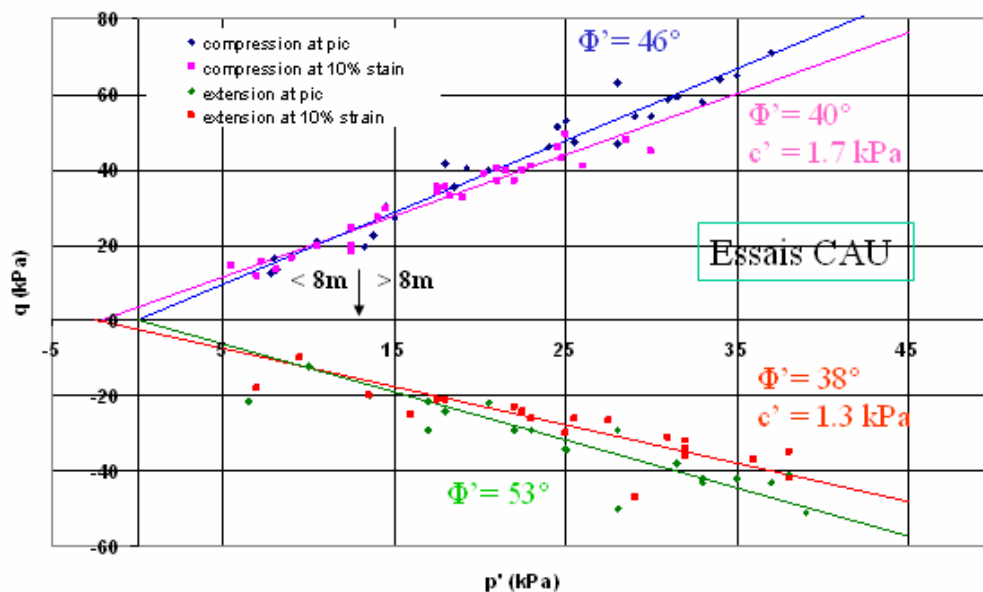
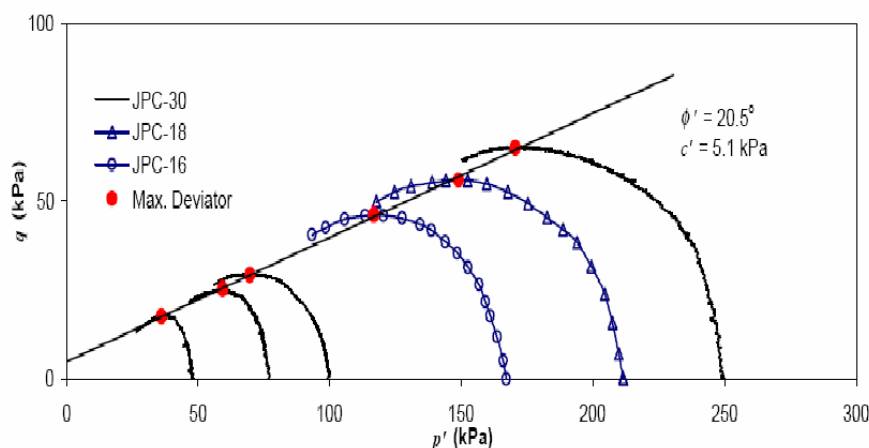


Figure V-17 Essais triaxiaux sur les sols du Golfe de Guinée: essais à faibles contrainte (Puech et al., 2005)

Quéméneur (1996) a réalisé plusieurs essais triaxiaux (faibles contraintes de consolidation) sur des sédiments prélevés par des profondeurs d'eau entre 400m et 750 m, et il a trouvé des angles de frottement effectif variant entre de 25° à 40° avec une valeur moyenne de 31°.

Sur des sédiments du Golfe du Mexique ( $w_L = 70-150$ ,  $w_p = 25-35$ ) récupérés par carottage au "Jumbo Piston core" de diamètre intérieur de 10.2 cm, des essais triaxiaux non drainés effectués dans la gamme des contraintes de consolidation comprises entre 50 kPa à 200 kPa ont fourni des angles de frottement effectif beaucoup plus faibles que celui du sédiment du Golfe de Guinée,  $\phi' \sim 20.5^\circ$  (Figure V-18) (Silva *et al.*, 2000).



**Figure V-18** Chemins de contraintes et paramètres effectifs du sédiment du Golfe du Mexique (Silva *et al.*, 2000)

Une série d'essais triaxiaux sur des échantillons de BB (Tableau V-1), par des profondeurs d'enfouissement entre 7 m et 12 m, ont été effectuée au L3S (Flavigny *et Thanh*, 2005). Ces essais ont été réalisés sur des échantillons de sol de 50 mm de diamètre et de 90 mm d'hauteur. Les échantillons ont été consolidés à plusieurs niveaux de contraintes de consolidation, de 10 kPa à 150 kPa avant d'être cisailés. Selon les auteurs, un développement de l'appareil triaxial a été fait pour appliquer des contraintes plus faibles, typiquement autour de 10 – 20 kPa. La Figure V-19 regroupe des courbes de cisaillement de ces sédiments dans le plan  $p' - q$  et  $q - \varepsilon_a$ . Les courbes des essais apparaissent assez homogènes et bien conformes à un comportement de sol passant du domaine normalement consolidé au domaine surconsolidé. L'angle de frottement effectif déterminé à l'état critique pour ces sols est de l'ordre de 31-34°. Cette valeur est en assez bon accord avec les résultats obtenus par Fugro et ECP, pour les essais sous faibles contraintes de confinement. Les courbes effort - déformation  $q - \varepsilon_a$  (Figure V-19-b) montrent les pics très marqués sur les échantillons assez fortement surconsolidés ( $R_{OC} > 2$ ). Avec ces échantillons, les chemins de contrainte sont verticaux dans le plan  $p' - q$ , ce qui montre bien que le comportement du sol est quasi-élastique avant d'atteindre la rupture (Flavigny *et Thanh*, 2005). On n'a pas disposé de résultats d'essais triaxiaux sous forte contrainte de consolidation d'environ de 400-600 kPa pour avoir une comparaison avec les paramètres des sédiments du site YY.

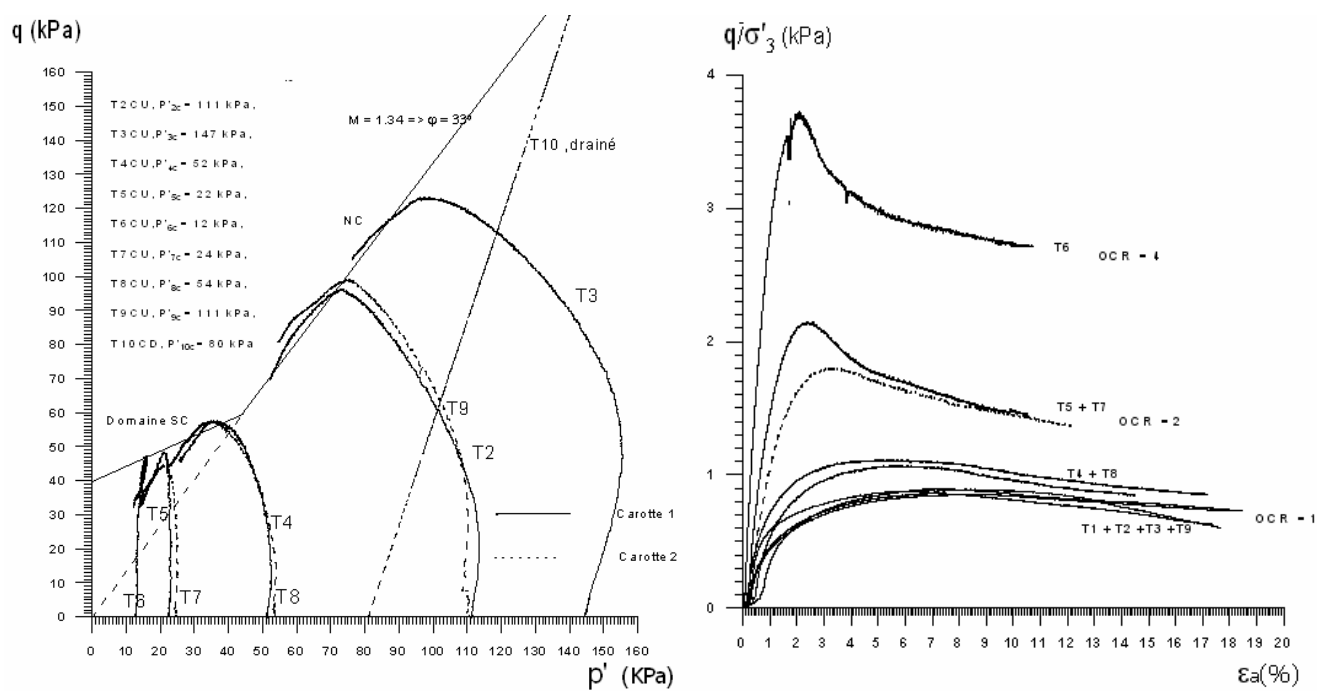


Figure V-19 Des essais triaxiaux sur l'argile du site BB du Golfe de Guinée (Flavigny et Thanh, 2005)



## V.2. ETUDE EXPERIMENTALE : ESSAIS TRIAXIAUX SUR LES SEDIMENTS DU GOLFE DE GUINEE

### V.2.1. Introduction

Dans le cadre de cette thèse, on s'intéresse au comportement triaxial des sédiments du Golfe de Guinée afin de mieux comprendre les caractéristiques mécaniques du matériau et de fournir des paramètres utiles pour le dimensionnement des structures offshore ( $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\lambda$ ,  $M$ , vitesse de déstructuration...). Le comportement triaxial du sol a été étudié ici par une série d'essais effectués au CERMES (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées). Plusieurs essais triaxiaux ont été réalisés sur des sédiments naturels ainsi que sur des sédiments reconstitués. Le sol a été consolidé par compression isotrope et anisotrope ( $K_0$ ) puis cisailé en compression ou en extension non drainée. Ensuite les caractéristiques élasto-plastiques du sol ont été étudiées en recherchant la forme de la surface de charge du sol au moyen d'une série d'essais drainés en suivant plusieurs chemins de contrainte radiaux.

Le sédiment marin du Golfe de Guinée est un sédiment mou ( $C_u < 50$  kPa) de plasticité élevée ( $w_L = 120-160\%$ ,  $w_p = 30-50\%$ ) et de sensibilité moyenne ( $S_t = 3.0-6.0$ ) (chapitre II). Les recherches dans le cadre conceptuel formulé par *Cotecchia et Chandler* (2000) (voir IV.2 et V.1.2) ont fourni des éléments d'analyse du comportement des sédiments naturels. L'utilisation de la sensibilité comme variable traduisant le niveau de structuration du sol s'est montrée pertinente (*Baudet, 2001; Baudet et Stallebrass, 2004*).

### V.2.2. Dispositif expérimental

#### V.2.2.1. Cellule triaxiale Bishop-Wesley (1975)

Tous les essais triaxiaux ont été effectués avec une cellule triaxiale Bishop – Wesley (1975) à double chambre de pression qui permet de contrôler les contraintes verticales  $\sigma'_v$  et de confinement  $\sigma'_h$  de façon indépendante. Ce dispositif permet de réaliser des essais triaxiaux non drainés en compression et en extension, et également des essais drainés avec les chemins de contraintes effectives radiaux (i.e le rapport  $\frac{\Delta p'}{\Delta q} = \text{const}$ ) théoriquement comme souhaités. Cet avantage est majeur par rapport à une presse triaxiale conventionnelle (où  $\sigma'_v$  est appliquée par déplacement imposé) qui ne permet de réaliser qu'un seul chemin de contrainte en mode drainé ( $\frac{\Delta p'}{\Delta q} = \pm \frac{1}{3}$ ).

Le principe du dispositif est présenté sur la Figure V-20. L'échantillon est monté sur la base inférieure de la cellule qui repose sur un piston. La force verticale peut être appliquée sur l'échantillon grâce au piston qui est poussé par la pression du fluide dans la chambre inférieure. Des membranes "bellofram" sont utilisées pour maintenir le fluide dans les chambres inférieure et

supérieure. Le mouvement du piston est guidé par le système de roulement linéaire qui assure le mouvement avec un niveau négligeable du frottement. En pratique, le mouvement ou la force verticale appliquée sur l'échantillon est contrôlée par un contrôleur pression/volume GDS de l'extérieur.

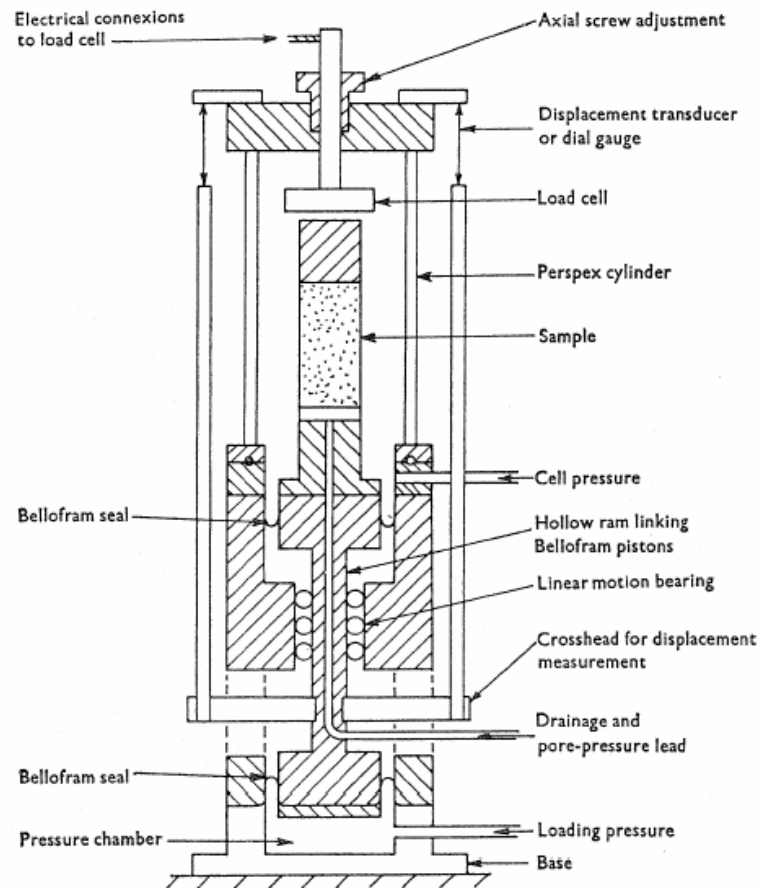


Figure V-20 Schéma de la cellule Bishop - Wesley (Bishop et Wesley, 1975)

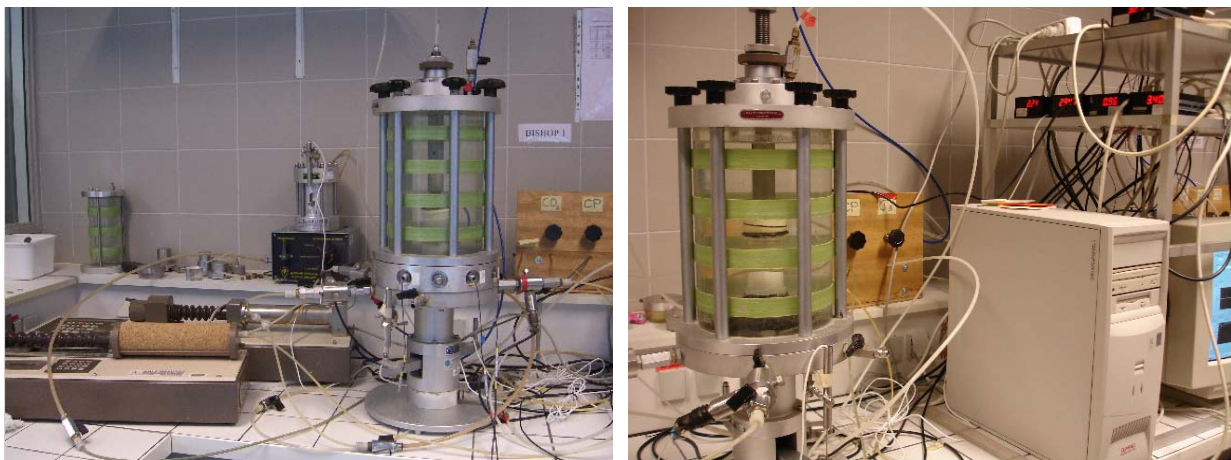


Figure V-21 Dispositif expérimental: cellule triaxiale Bishop - Wesley

La pression radiale de confinement ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) est imposée par une deuxième pompe GDS. La pression de l'eau interstitielle (contre pression) de l'échantillon est appliquée via une cellule tampon eau/air avec un contrôle par un détendeur qui permet une précision de  $\pm 0.3$  kPa. Les deux pompes GDS sont pilotées par programme sous Labview et contrôlent les paramètres comme la pression et les volumes injectés. L'utilisation d'une pompe GDS pour contrôler le mouvement du piston permet d'effectuer la phase de cisaillement en contrainte ou en déformation imposée (par la vitesse du mouvement du piston). Ce système est en mesure d'effectuer tout type d'essai sur les sols: compression isotrope, essai  $K_0$ , essai sur chemin radial ( $\frac{\Delta p'}{\Delta q} = cste$ ), essais triaxiaux classiques (cisaillement non drainé en compression et en extension à confinement constant).

#### ***V.2.2.2. Mesures des déformations***

Les déformations axiales et radiales au cours des essais ont été mesurées par des capteurs externes (mesures totales) et des capteurs locaux.

La mesure de la déformation axiale totale (ou externe) se fait en mesurant le déplacement vertical du piston. On utilise à cet effet un LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Ce type de dispositif est un capteur de déplacement inductif placé à l'aplomb de la cellule. La précision du dispositif est de  $\pm 0.004$  mm.

La mesure de déformation volumique de l'échantillon est effectuée par mesure du volume de l'eau interstitielle qui sort ou entre dans l'échantillon. Le dispositif de mesure est un volumètre de marque Wykeham Farrance avec une précision de  $\pm 2.5$  mm<sup>3</sup>. Le système est constitué d'une enceinte hermétique à l'intérieur de laquelle coulisse un piston. Le déplacement de celui-ci sous l'effet du flux d'eau drainée est mesuré par un capteur LVDT.

Pour évaluer la déformation axiale de l'éprouvette avec une bonne précision, des capteurs de déplacement de type à effet Hall ont été fixés sur l'échantillon. La Figure V-22 illustre les capteurs locaux (axial et radial) montés sur l'éprouvette de diamètre 38 mm.

Le principe de la mesure de déformation axiale locale consiste à quantifier le rapprochement ou l'éloignement de deux points de l'échantillon. Ces points sont situés sur une génératrice de l'éprouvette et sont localisés dans la zone centrale de celle-ci afin que la mesure ne soit pas influencée par l'effet du fretage. Le dispositif de mesure est constitué de deux parties fixées soit par collage soit par des aiguilles sur l'éprouvette. La première partie est composée d'un bras en aluminium au bout duquel se trouve un aimant. La seconde partie du dispositif est constituée d'un support sur lequel est fixé un capteur à effet Hall. Le capteur à effet Hall est un semi conducteur dont la tension dépend de la variation d'intensité du champ magnétique induite par le déplacement de la masse polaire. Les capteurs locaux de mesure de déformation axiale utilisés dans cette étude sont de marque GDS avec une précision inférieure à 5  $\mu$ m.

La mesure de déformation radiale de l'éprouvette est réalisée en utilisant également un capteur à effet Hall. Le bras aimanté et le capteur sont fixés sur des arcs de cercles qui entourent l'éprouvette. Le principe de la mesure consiste à évaluer la variation de diamètre de l'éprouvette sur la section centrale de celle-ci.



Figure V-22 Capteurs locaux de déformation à effet Hall montés sur l'échantillon

### V.2.2.3. Mesures des contraintes ou pressions

Les mesures de pression du piston et de la cellule de contre-pression sont effectuées par des capteurs de pression à membrane ayant une capacité de mesure de 1000 kPa. Ces capteurs sont connectés à une chambre de purge afin d'assurer la saturation des circuits de mesure. L'acquisition des mesures se fait par l'intermédiaire d'un multimètre et de conditionneurs électriques.

En considérant l'équilibre du piston:

$$\sigma_1 = \sigma_{piston} \frac{A}{a} + \sigma_3 \left(1 - \frac{A}{a}\right) - \frac{W}{a} \quad (V-2)$$

dans lequel:

$\sigma_{piston}$  : pression dans la chambre inférieure,

A : section du piston avec Bellofram,

a : section de l'éprouvette,

W : poids statique du piston inférieur.

En terme de variations des pressions, l'équation (V-2) devient:

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_{piston} \frac{A}{a} + \Delta\sigma_3 \left(1 - \frac{A}{a}\right) \quad (V-3)$$

Cette équation (V-3) a été utilisée pour calculer la variation de contrainte axiale de l'éprouvette avec chaque variation de contrainte de confinement et du piston.

#### V.2.2.4. Méthode de montage de l'échantillon

Le sol étudié est un sédiment très plastique et assez sensible ( $S_t = 3-5$ ). La préparation de l'éprouvette et le montage de l'essai nécessitent des techniques pour minimiser le remaniement du sol afin d'optimiser la qualité des essais effectués.

L'éprouvette de l'essai de dimension  $D \times H = 38 \times 76$  mm est taillée au centre d'une carotte STACOR® de 10 cm de diamètre intérieur préalablement découpée en tronçons de 10 cm de longueur. Le système conseillé pour tailler l'éprouvette à la dimension souhaitée avec des perturbations minimales consiste à utiliser un touret à axe vertical (*Bishop et Henkel*). L'opération de découpage de l'éprouvette a été effectuée par un fil métallique de 0.2 mm de diamètre. Cette méthode procure des éprouvettes de surface lisse et non perturbée.

Une fois l'éprouvette taillée et les mesures de dimensions et des poids effectuées, l'éprouvette est mise dans une membrane en latex de même diamètre et deux feuillets de papier filtre sont placés aux bouts de l'éprouvette. Ensuite, l'éprouvette (avec la membrane) est placée dans un moule spécial en plastique conçu pour protéger le sol du remaniement dû aux opérations de montage sur la cellule (mise en place du piston supérieur (ou le chapeau), mise en place les joints caoutchoucs ...) (Figure V-23).

Deux disques de pierres poreuses saturées en eau désaérée sont placés aux bouts de l'éprouvette. Ensuite le moule (avec l'éprouvette dedans) est monté sur l'embase inférieure de la cellule. L'opération de mise en place du piston supérieur et d'installation des joints peut être effectuée en prenant appui sur le moule sans perturber le sol.

Une fois l'éprouvette mise en place et le moule enlevé, les capteurs locaux de déformation à effet Hall sont installés sur l'éprouvette en utilisant des aiguilles pour les fixer. L'application de gouttes de silicone sur l'emplacement de fixation des aiguilles est nécessaire afin d'éviter les fuites. La Figure V-22 illustre une éprouvette de sol avec les capteurs locaux après le montage.



Figure V-23 Montage de l'éprouvette sur la cellule avec la moule

### V.2.3. Programme d'essais

Les sédiments de deux tronçons de carotte de longueur totale de 2 mètres provenant du champ BB au large d'Angola (de profondeur d'eau ~ 1300 m) ont été utilisés pour les essais triaxiaux. Les sédiments ont des teneurs en eau d'environ 120-125 %, au-dessous de leurs limites de liquidité (140-145 %). Le coefficient des terres au repos  $K_0$  mesuré dans cette campagne d'étude pour les faibles contraintes est compris entre 0.4 et 0.6, avec une valeur moyenne de 0.5. Les contraintes en place sont assez faibles, comme montrées sur le Tableau V-2.

Tableau V-2 Propriétés des sédiments pour les essais triaxiaux

Carotte/profondeur	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	e <sub>0</sub>	σ' <sub>v0</sub>	p' <sub>0</sub> moyen	q <sub>0</sub> moyen	K <sub>0</sub> moyen
STA P2 (16.7-17.7 m)	122.5	145	40	3.246	58-62 kPa	41 kPa	30 kPa	0.5
STA B1 (17-18 m)	124.5	140	38	3.299	60-63 kPa	43 kPa	31.5 kPa	0.5

La procédure de fabrication des sédiments reconstitués a suivi les recommandations de *Burland* (1990). Les pâtes de sols ont été constituées à des teneurs en eau entre  $w_L$  et  $1.25 w_L$ .

On a effectué successivement :

- des essais de compression isotrope et  $K_0$  sur des sols naturels,
- des essais non drainés sur les sédiments naturels en compression,
- des essais non drainés sur les sédiments naturels en extension,
- des essais drainés avec chemins radiaux,
- des essais sur les sédiments reconstitués (compression isotrope et cisaillement non drainé en compression).

L'angle du chemin de contrainte de cisaillement drainé  $\theta$  est défini comme:

$$\tan \theta = \frac{\Delta p'}{\Delta q} \quad (V-4)$$

La série d'essais drainés effectuée a pour le but de fournir plusieurs points afin de tracer précisément la surface de charge des sédiments naturels. Ce concept a été utilisé par *Wong et Mitchell* (1975) pour déterminer avec succès la surface de charge d'une argile sensible (Leda clay).

Les essais sur les sols reconstitués ont été effectués en cisaillement non-drainé en compression après consolidation isotrope. Ces essais peuvent aider à déterminer la surface d'état limite intrinsèque SEL\* du sédiment étudié et peuvent fournir les paramètres de normalisation quand on étudie l'effet de structure sur le comportement des sols avec le concept de *Cotecchia et Chandler* (2000). Le programme détaillé d'essais est présenté sur le Tableau V-3.

**Tableau V-3 Programme d'essais triaxiaux sur les échantillons du site BB du Golfe de Guinée**

	Test	Échantillon/ Profondeur	Consolidation	(p', q) avant cisaillement p'	q	Cisaillement	Vitesse de cisaillement	B	Mesure locale
SOLS NATURELS	TN1	STA P2 16.7-17.7 m	Isotrope	essai isotrope	/	non	/	n.d	oui
	TN2	id	Mesure $K_0$	non	/	id	/	n.d	oui
	TN3	STA B1 17-18 m	Mesure $K_0$	non	/	id	/	n.d	oui
	TN4	STA P2 16.7-17.7 m	Anisotrope	42 kPa	31 kPa	CAUc	1% / h	0.95	oui
	TN5	id	id	42 kPa	31 kPa	CAUc	0.25 % / h	0.95	oui
	TN6	id	Isotrope	42 kPa	0	CIUc	1% / h	0.96	oui
	TN7	id	Anisotrope	42 kPa	31 kPa	CAUe	1% / h	0.93	non
	TN8	id	id	42 kPa	31 kPa	CAUe	0.25 % / h	0.95	oui
	TN9	STA B1 17-18 m	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 55^\circ$	0.5 kPa / h	0.97	oui
	TN10	id	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 30^\circ$	0.5 kPa / h	0.97	oui
	TN11	id	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 110^\circ$	0.5 kPa / h	0.98	oui
	TN12	id	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 0^\circ$	0.5 kPa / h	0.96	oui
	TN13	id	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 180^\circ$	0.5 kPa / h	0.95	oui
	TN14	id	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 70^\circ$	0.5 kPa / h	0.99	oui
	TN15	id	id	42 kPa	31 kPa	CD $\theta = 315^\circ$	0.5 kPa / h	0.94	oui
	TN16	STA P2 16.7-17.7 m	id	120 kPa	90 kPa	CAUc	1% / h	n.d	non
	TN17	id	id	120 kPa	90 kPa	CAUe	1% / h	0.95	non
	TN18	id	Isotrope	21 kPa	0	CIUc (OCR=2)	1% / h	0.96	non
SOLS RECONS-TITUES	TR1	Sols reconstitués	Isotrope	essai isotrope	/	non	/	n.d	non
	TR2	id	id	20 kPa	0	CIUc	1% / h	n.d	non
	TR3	id	id	100 kPa	0	CIUc	1% / h	n.d	non

## V.2.4. Résultats et discussion

### V.2.4.1. Saturation et Reconsolidation

Pour ne pas remanier (et/ou surconsolider) le sol, la procédure de saturation de l'éprouvette doit être effectuée de façon bien soignée. Quand la cellule est remplie par le fluide de confinement, une pression équivalente à la moitié de la pression moyenne in situ  $p'_0$  du sol est appliquée (dans notre cas cette pression est de 20 kPa). Ensuite, le système est laissé au repos une nuit. Il est intéressant de noter que cette période est nécessaire pour équilibrer les pressions interstitielles de l'éprouvette après le montage.

Pour le premier test de degré de saturation, un incrément de pression de confinement de 10 kPa est appliqué et la réponse de la pression interstitielle est mesurée. Si le coefficient de Skempton B

$\left( \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \right)$  est plus élevé que 0.95, le sol peut être considéré comme suffisamment saturé et l'essai

peut commencer. Si B est inférieur à 0.95, une augmentation de la contre-pression permet d'améliorer la saturation de l'éprouvette grâce à la dissolution des bulles de gaz éventuelles dans l'eau. Cette procédure est faite palier par palier et après chaque palier, on mesure le coefficient B. La différence entre la pression de confinement et la pression interstitielle est toujours maintenue constante, sans dépasser 40 kPa afin de ne pas surconsolider le sol.

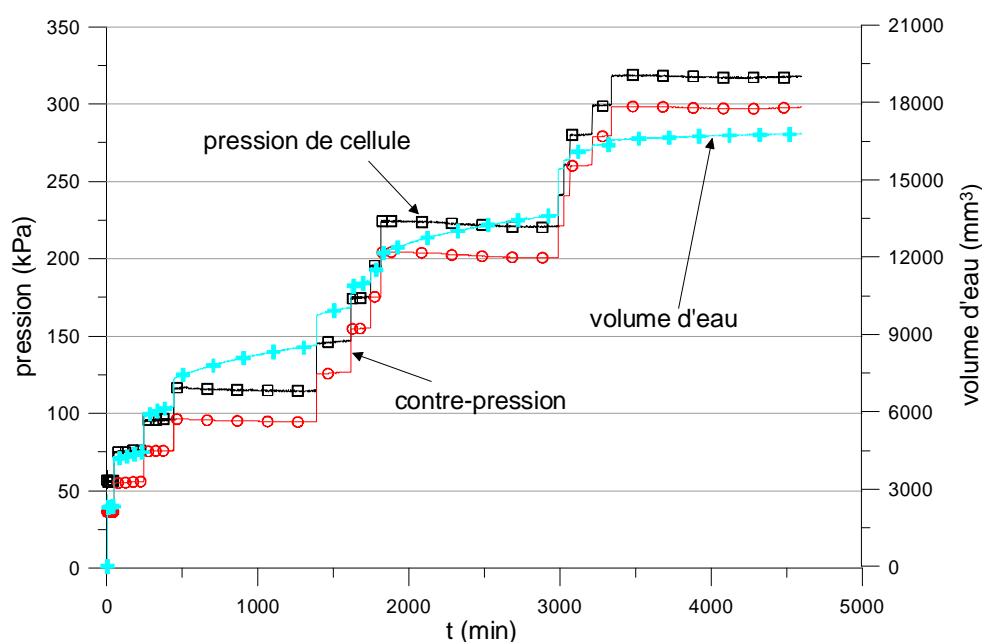


Figure V-24 Saturation de l'éprouvette par contre-pression

Pour les sédiments étudiés, la procédure de saturation par contre-pression a souvent été terminée après 2-3 jours et en général, une contre-pression de l'ordre 300 kPa a permis d'obtenir un coefficient  $B \geq 0.95$ .



La Figure V-24 montre la procédure de saturation de l'éprouvette en augmentant la contre-pression par paliers de 20-25 kPa. A une contre-pression de 300 kPa, la courbe du volume d'eau injectée n'évolue plus avec le temps, ceci montre que l'éprouvette du sol est bien saturée (vérifié par  $B \geq 0.95$ ).

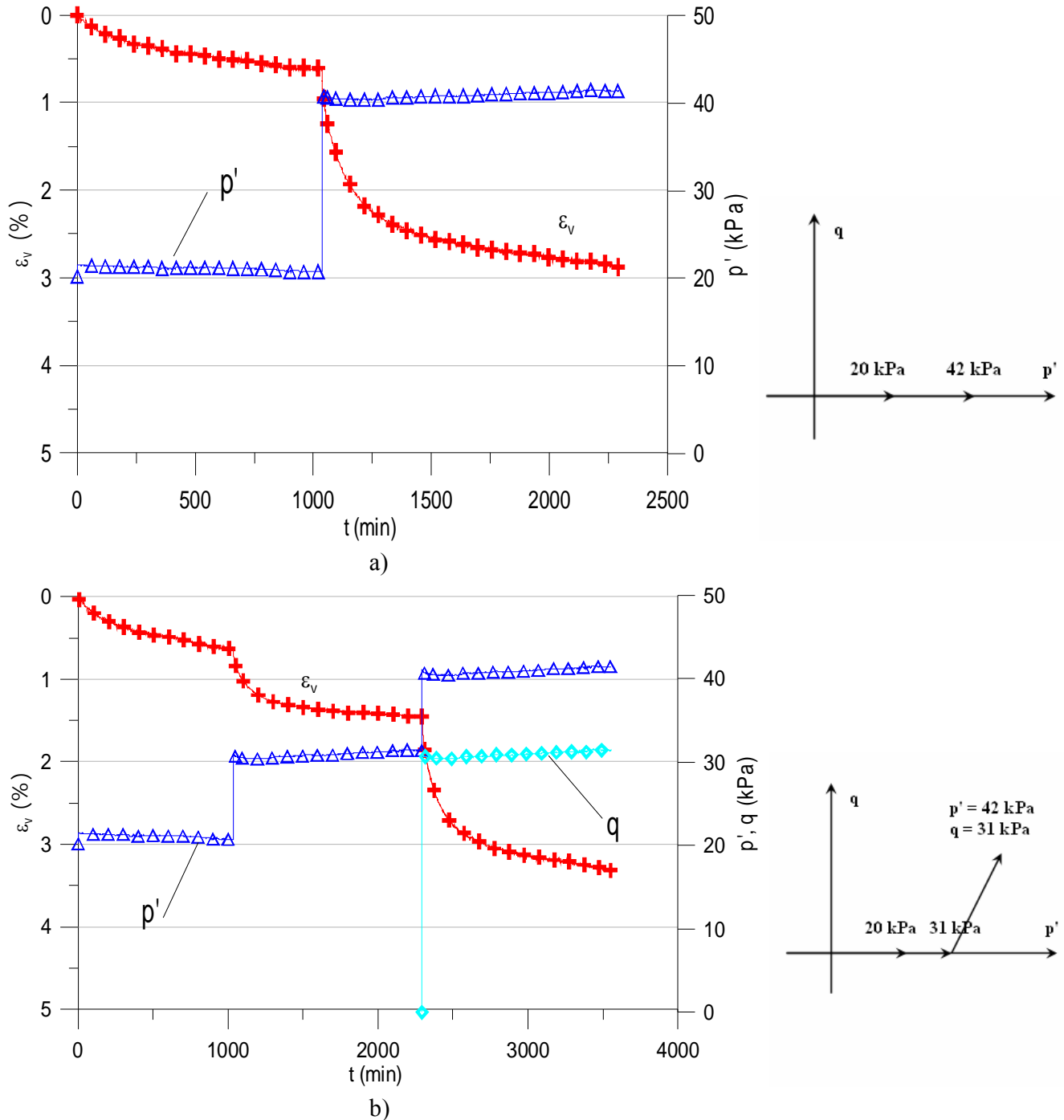


Figure V-25 Reconsolidation du sol à l'état in situ : a) isotrope ; b) anisotrope.

La reconsolidation de l'échantillon avant le cisaillement s'est faite par deux types de chemins comme montrés sur la Figure V-25. La déformation volumique  $\varepsilon_v$  pendant la reconsolidation aux

contraintes in situ est de l'ordre de 2.5 - 3.5 % (ceci correspond à un indice de remaniement  $I_r$ , tel que défini par Lunne *et al.* (1998), entre 3.3 - 4.6) (voir chapitre IV).

#### V.2.4.2. Comportement en consolidation isotrope et $K_0$

Les essais de compression isotrope sur les sols naturels et reconstitués ont été effectués en appliquant des paliers de charge durant 24 heures. La courbe de compression isotrope d'un échantillon de sédiment naturel est montrée sur la Figure V-26. La limite d'écoulement plastique est déterminée pour  $p' = 55$  kPa. La courbe de compression isotrope des sédiments reconstitués dans le plan  $(v, p')$  du sédiment reconstitué est aussi présentée sur la même figure.

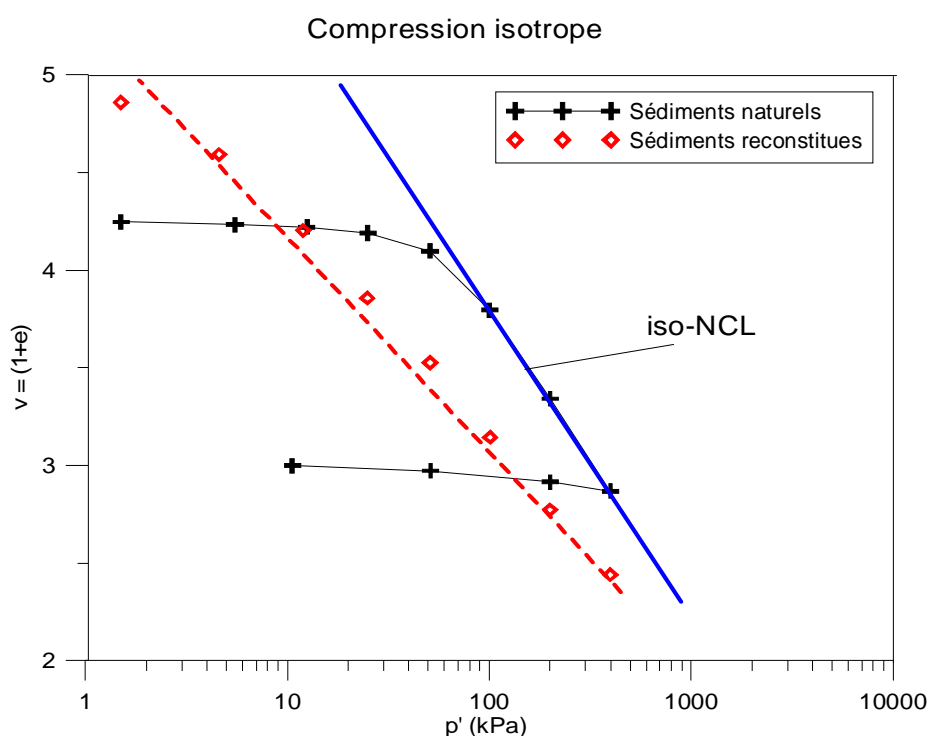


Figure V-26 Essais de compression isotrope sur les sédiments naturels et reconstitués

La compression anisotrope sous  $K_0$  du sédiment naturel a été effectuée grâce à un programme de pilotage qui contrôle les contraintes  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  pour assurer que la déformation radiale  $\varepsilon_r$  mesurée par le capteur à effet Hall ne dépasse pas une valeur fixée ( $\sim 0.01$  %) (Figure V-28-a). Avant le seuil de plasticité,  $K_0$  diminue pour atteindre une valeur minimum (0.40) aux alentours de la contrainte d'écoulement plastique, et ensuite il augmente pour des contraintes plus élevées que le seuil de plasticité et puis se stabilise autour d'une valeur de 0.55 à 0.60 (Figure V-28-b). Le chemin de contrainte  $(p' - q)$  de l'essai de compression  $K_0$  est montré sur la Figure V-29. La limite d'écoulement plastique (gross yield) est bien déterminée par un changement de pente, cette caractéristique a été observée par Leroueil et Vaughan (1990).

En présentant les courbes de compression isotrope et  $K_0$  du sol naturel sur la même figure (Figure V-27), on observe que les deux courbes sont parallèles. La ligne  $K_0$ -NCL ( $K_0$  normal compression



en compression des sols naturel et reconstitué, sous chargement triaxial et à l'oedomètre, sont assez similaires ; en revanche, le gonflement du sol à l'oedomètre est plus important qu'en conditions triaxiales isotropes (Figure V-30).

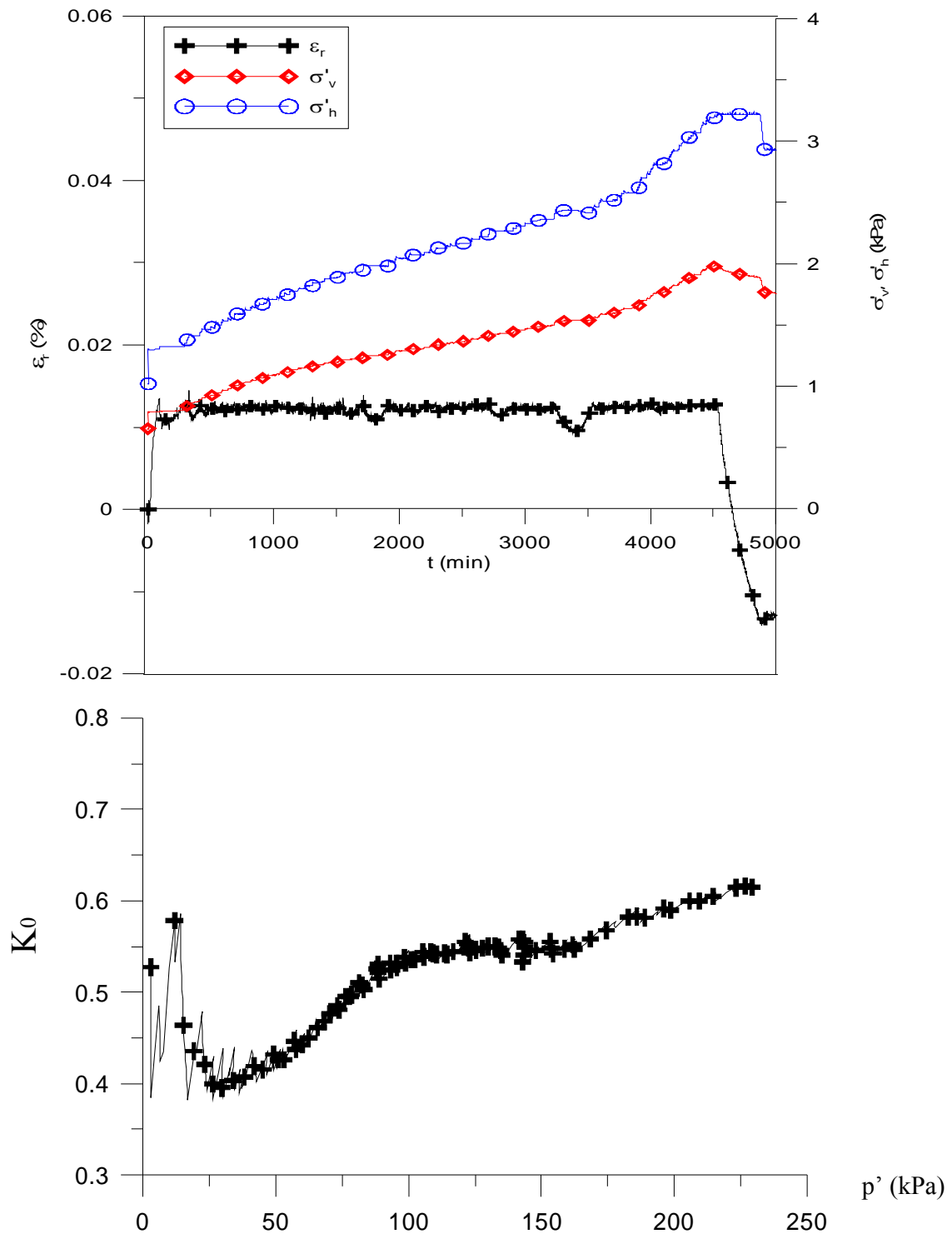


Figure V-28 Essai de compression  $K_0$

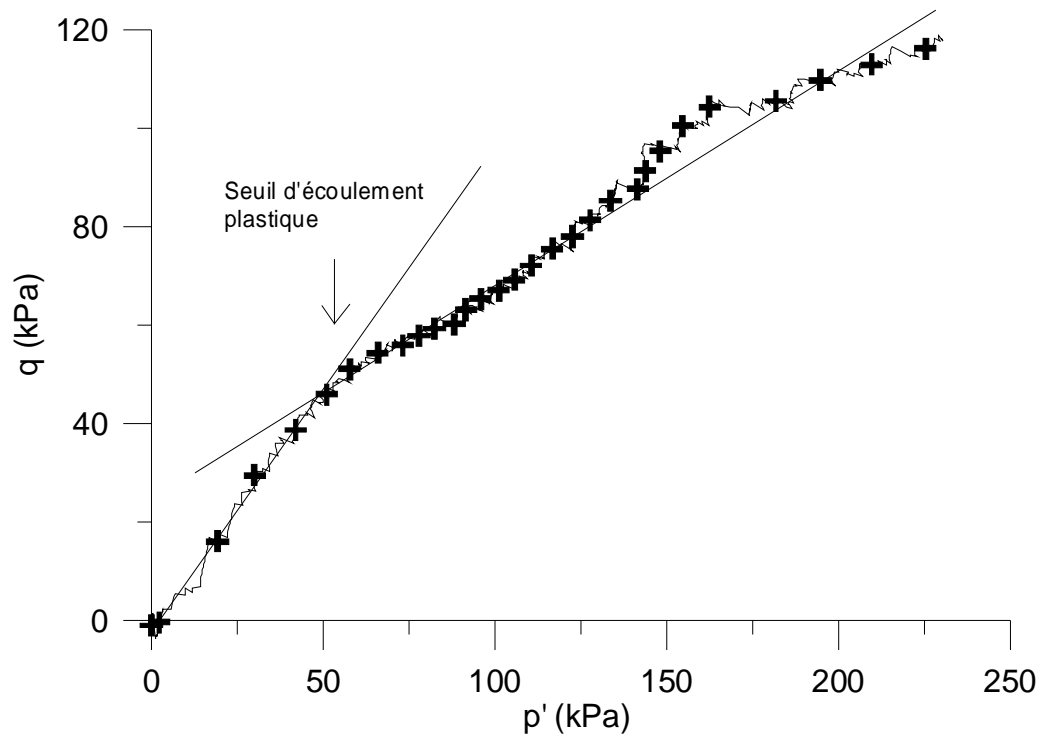


Figure V-29 Essai de compression  $K_0$

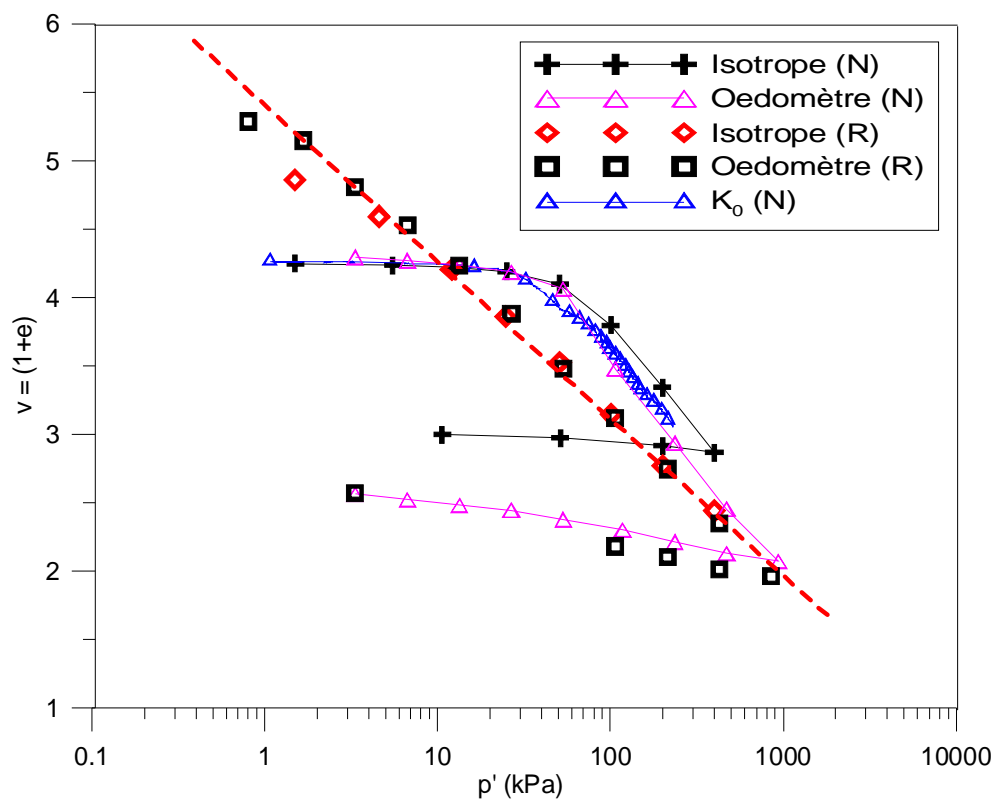


Figure V-30 Essai triaxial et oedométrique sur les sédiments naturels (N) et reconstitués (R).

### V.2.4.3. Comportement en cisaillement non drainé

#### Comportement en compression et en extension : effet d'anisotropie

La différence entre la réponse du sol en compression non-drainée et extension non-drainée a été étudiée par les essais TN4, TN5 (compression) et TN7, TN8 (extension). Pour ces quatre essais, les échantillons d'essais ont été consolidés de façon anisotrope aux contraintes in situ ( $p'_0$ ,  $q_0$ ). Ensuite les échantillons ont été cisailés à différentes vitesses de déformation, 1%/heure pour TN4 et TN7 et 0.25%/heure pour TN5 et TN8. Les évolutions de la contrainte déviatorique  $q$  et de la surpression interstitielle  $\Delta u$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon_a$  sont présentées sur la Figure V-31 et la Figure V-32. Les chemins de contraintes ( $p'$ ,  $q$ ) sont présentés sur la Figure V-33. Les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- En compression triaxiale, les surpressions interstitielles  $\Delta u$  générées augmentent pour se stabiliser à l'état ultime, mais en extension, au début de l'essai,  $\Delta u$  augmente, atteint une valeur maximale au pic et ensuite diminue et se stabilise à l'état ultime. Les quatre essais effectués ont généré des valeurs de surpression interstitielle de l'ordre 15-20 kPa.
- Les valeurs de  $M$  et  $\varphi'$  ( $\sin \varphi' = \frac{3M}{6+M}$ ) aux grandes déformations suggèrent un effet du chemin de contrainte, avec  $\varphi'$  en compression (33-43.8°) plus élevé qu'en extension (28.8-36.4°). La résistance de cisaillement au pic ( $C_u^{pic} = \frac{q}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ) mesurée en compression (35-40 kPa) est nettement plus élevée que celle mesurée en extension (22-23 kPa).
- Le comportement en extension est plus ductile que celui en compression, le pic de contrainte déviatorique  $q$  est atteint pour une déformation axiale de 1.15-1.8 % en compression et à 3.2-4.2 % en extension.

**Tableau V-5 Paramètres géotechniques à partir des essais triaxiaux non drainés en compression et en extension.**

Test	Type	$p'_0$ (kPa)	$C_u$ (pic)	$\varepsilon_{pic}$ (%)	$M$	$\varphi'$ (°)	$E_u/p'_0$ (0.01%)	$\dot{\varepsilon}_a$ (%/h)
TN4	Comp.	42	38.5	1.87	1.799	43.8	-	1.0
TN5	Comp.	42	33.0	1.15	1.35	33.0	1027	0.25
TN7	Ext.	42	26.4	4.30	1.46	36.4	898	1.0
TN8	Ext.	42	24.0	3.27	1.15	28.8	720	0.25

L'évolution des modules de rigidité au cisaillement  $G_u$  ( $G_u = G' = \frac{E_u}{3} = \frac{\Delta q}{3\Delta\varepsilon_s}$ ) des sédiments du Golfe de Guinée en cours de cisaillement sont montrés sur la Figure V-34. Comme le sol est un

matériau fortement non-linéaire, la valeur de  $G_u$  diminue avec le chargement. Aux faibles déformations axiales ( $<0.01\%$ ),  $G_u$  a des valeurs de l'ordre 8.0-15 MPa et  $G_u$  mesuré en compression est légèrement plus élevé que celui mesuré en extension.

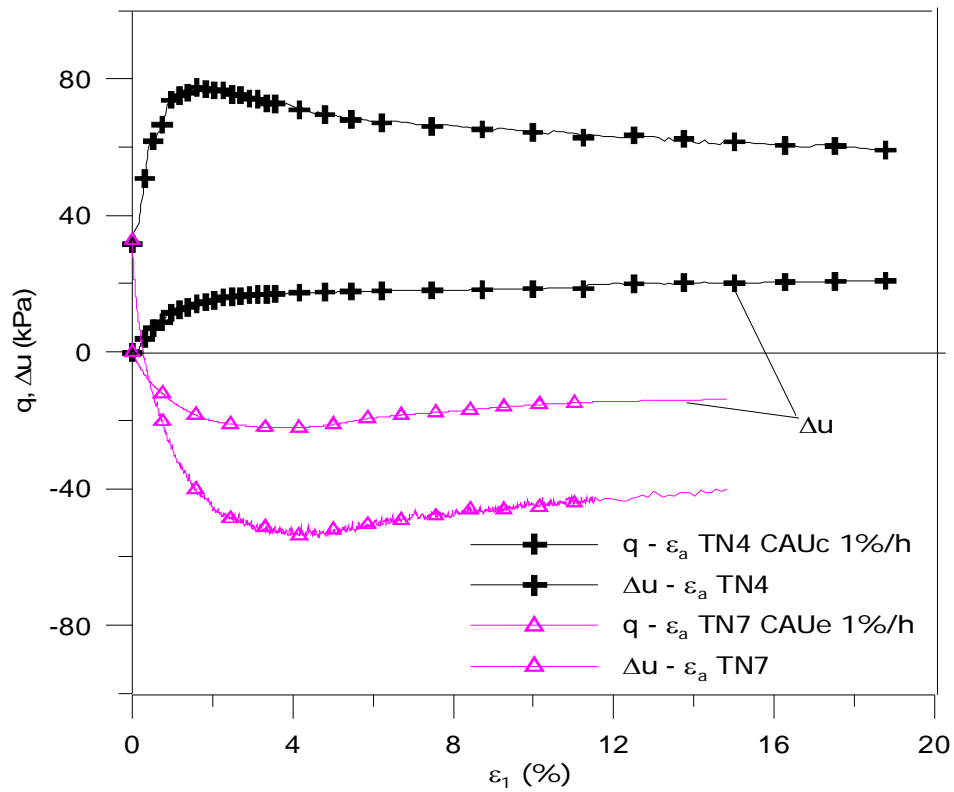


Figure V-31 Essais triaxiaux non drainés en compression TN4 et en extension TN7: courbes contrainte-déformation et surpressions interstitielles.

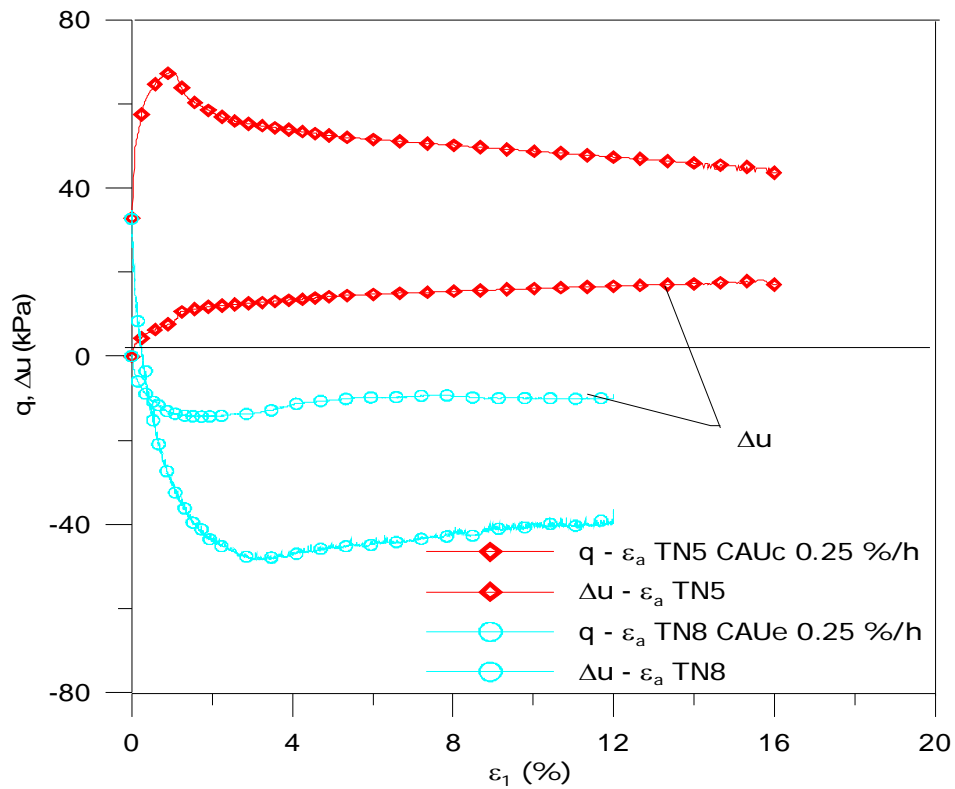


Figure V-32 Essais triaxiaux non drainés en compression TN5 et en extension TN8: courbes contrainte-déformation et surpressions interstitielles.

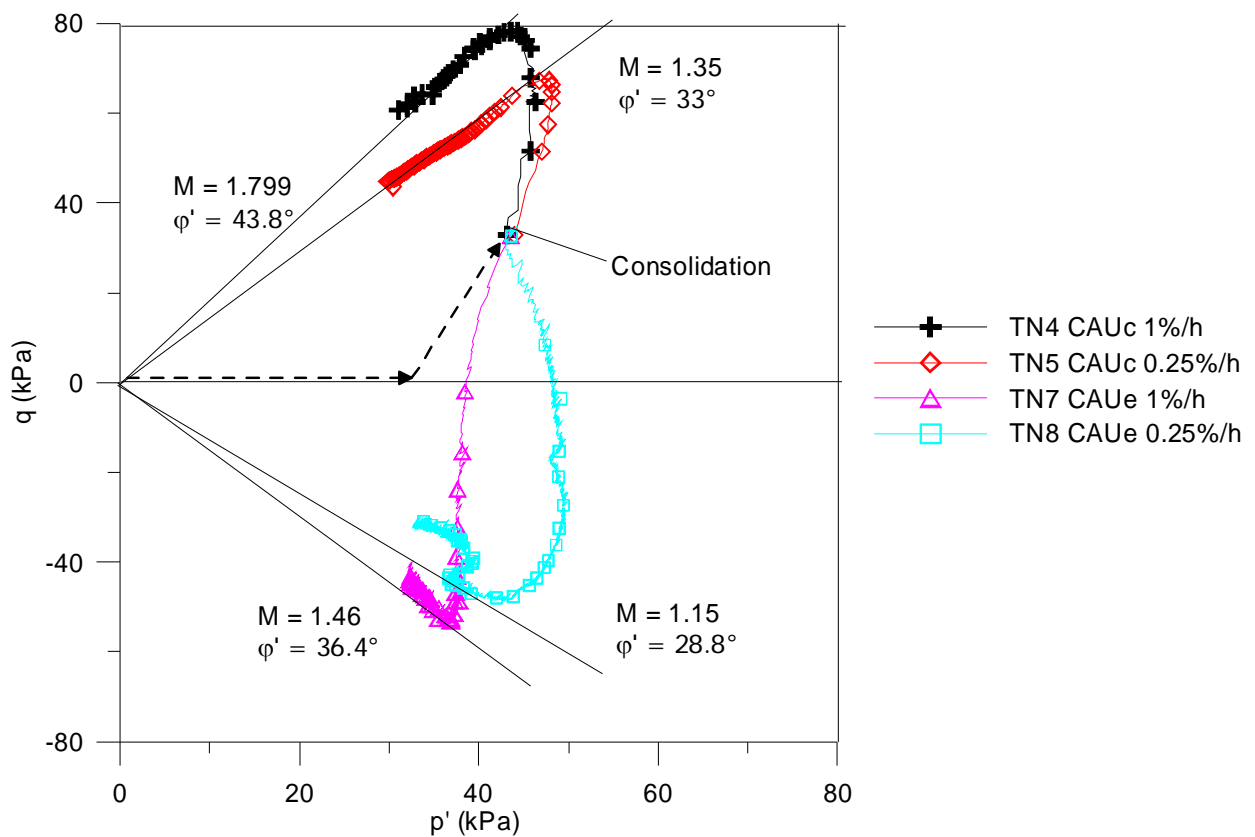


Figure V-33 Chemins de contraintes non drainés en compression et en extension des essais TN4, TN5, TN7 et TN8.



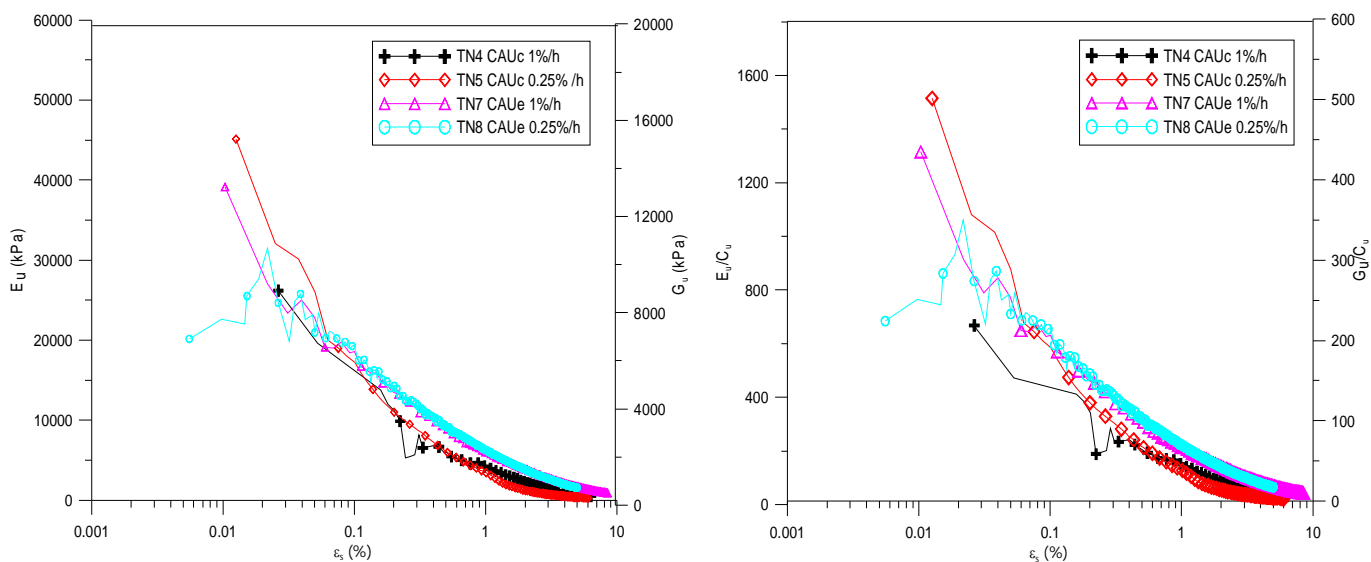


Figure V-34 Module de rigidité au cisaillement  $G'_u$  et module Young  $E_u$  du sol en cisaillement non-drainé

### L'effet du type de consolidation : isotrope et anisotrope

L'échantillon de l'essai TN6 a été consolidé isotropiquement à  $p' = 42$  kPa et cisailé en compression avec une vitesse de déformation de 1%/heure. L'échantillon de l'essai TN18 a été cisailé avec un taux  $R_{OC}$  de 2. Une consolidation à 42 kPa a été suivi par un relâchement à  $p' = 21$  kPa. L'essai est effectué à la même vitesse.

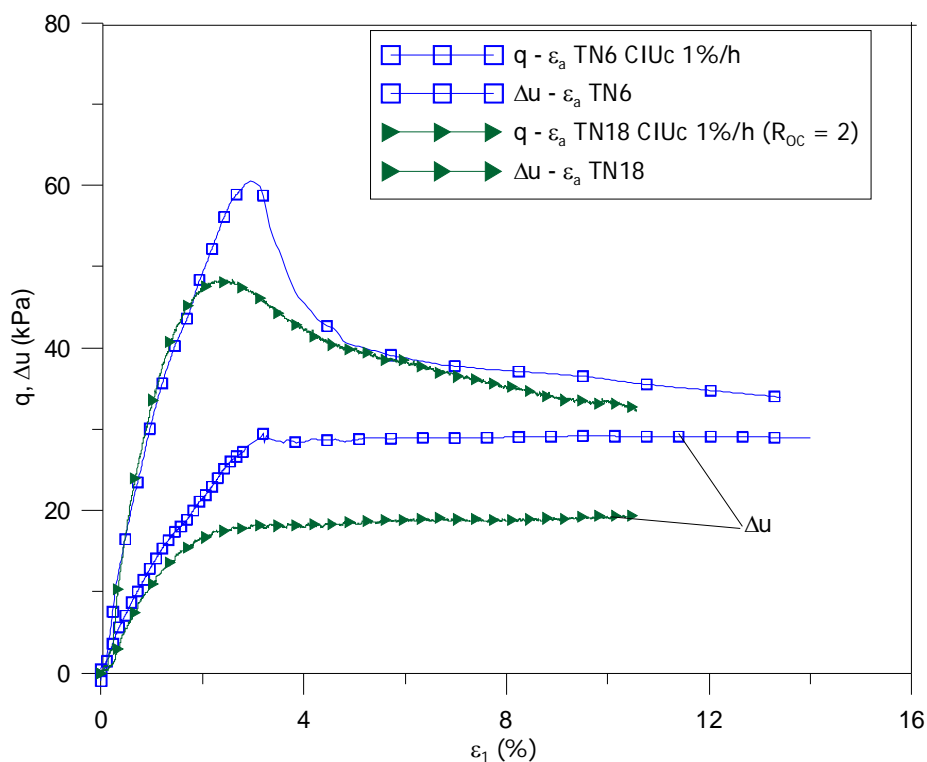


Figure V-35 Essais de cisaillement non drainés à partir des consolidations isotropes: TN6 et TN18.

La Figure V-35 présente les courbes de  $q-\varepsilon_a$  et  $\Delta u-\varepsilon_a$  des essais TN6 et TN18. Avec un  $R_{OC}$  de 2.0, l'essai TN 18 montre une surpression  $\Delta u$  plus faible de celle de l'essai TN6 et son comportement semble moins fragile avec un pic moins marqué par rapport à l'essai TN6. Une même tendance de l'effet de la surconsolidation a été observée par *Gens* (1982) sur l'argile de Londres.

Si on reporte les courbes des essais TN6, TN4 et TN7 sur la même figure (Figure V-36), on peut observer que:

- La surpression  $\Delta u$  générée au cours de l'essai TN6 est beaucoup plus élevée que celles observées par les essais TN4 et TN7, ces deux derniers ayant été cisailés après une consolidation anisotrope.
- La résistance au pic mesurée lors de l'essai TN6 (29.3 kPa) est plus faible que la résistance mesurée lors de TN4 (38.4 kPa) mais plus élevée que celle de TN7 (26.4 kPa). L'état ultime à grandes déformations atteint après la consolidation isotrope TN6 donne un rapport  $M$  plus faible que celui de TN4, et un angle  $\phi$  à l'état ultime est aussi plus faible ( $33^\circ$  pour TN6 et  $43.8^\circ$  pour TN4).

Le module de rigidité  $G_u$  après une consolidation isotrope est beaucoup plus faible que le module de rigidité du sol après une consolidation anisotrope (Figure V-38).

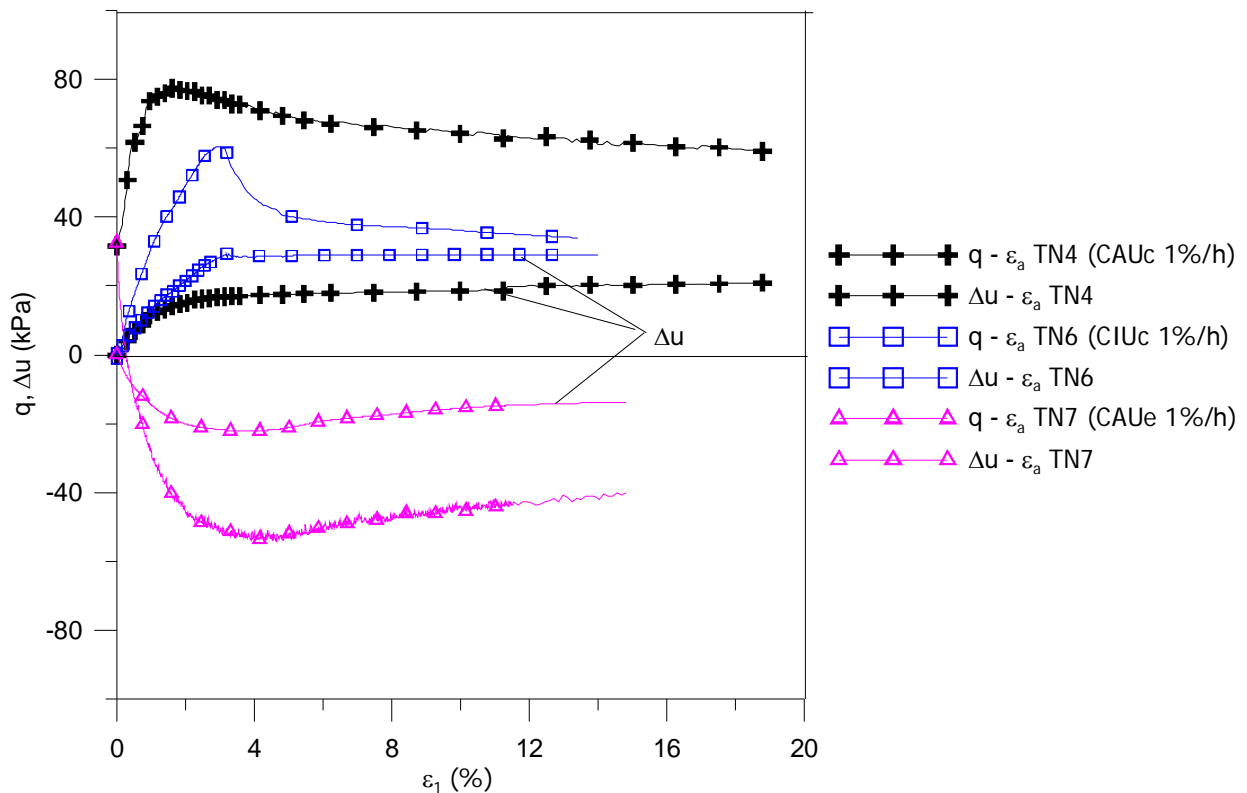


Figure V-36 Comportement contrainte-déformation après la consolidation isotrope et anisotrope.

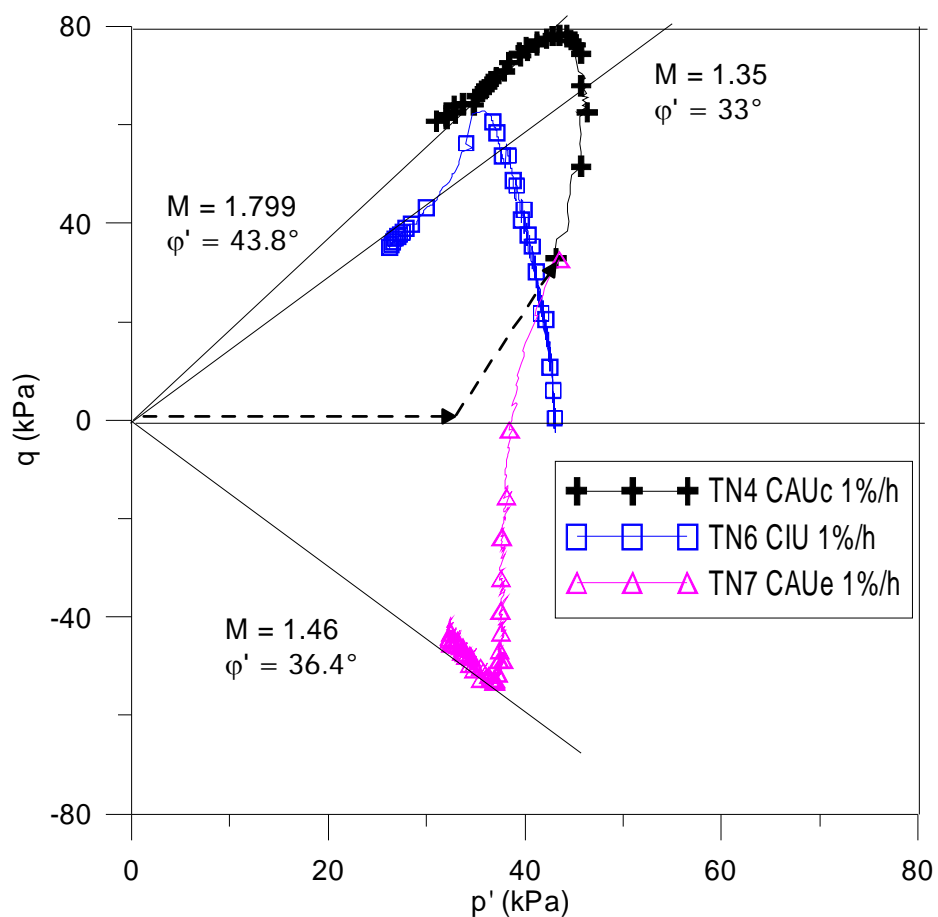


Figure V-37 Chemins de contraintes  $p'$ - $q$  des essais non drainés après consolidation isotrope et anisotrope

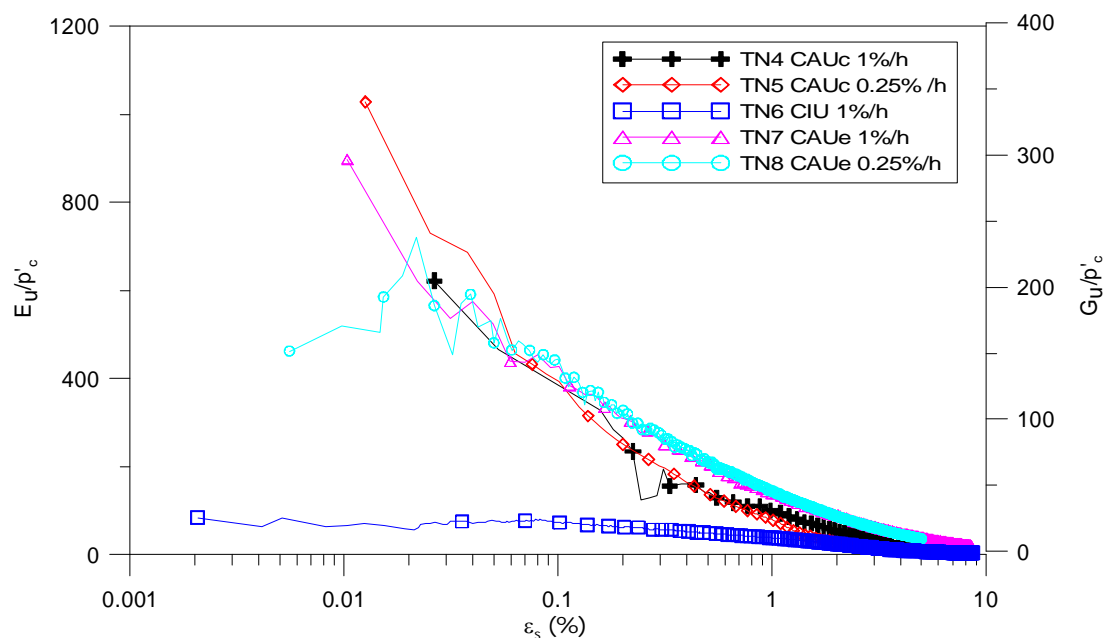


Figure V-38 Module de cisaillement normalisé avec la contrainte de consolidation  $p'_c$

## Effet de la vitesse de cisaillement

Dans cette étude, le cisaillement des échantillons en non-drainé a été effectué à deux vitesses différentes : 1%/heure et 0.25 %/heure. La Figure V-39 présente les courbes de surpression interstitielle  $\Delta u$  et de contrainte déviatorique  $q$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon_a$  des essais TN4 et TN5. Les réponses de  $q - \varepsilon_a$  et  $\Delta u - \varepsilon_a$  des essais en extension TN7 et TN8 sont présentées sur la Figure V-40. Les résistances au pic obtenues avec les essais lents sont plus faibles que celles des essais rapides, la différence est de l'ordre de 10%. Cette différence est en accord avec les résultats présentés en littérature (e.g *Leroueil, 2001*). Néanmoins l'incrément de 10% semble plus élevé par rapport aux données usuelles qui donnent plutôt un incrément de l'ordre 10% par cycle logarithmique de vitesse. A l'état ultime, l'angle de frottement effectif  $\phi'$  mesuré par les essais rapides est plus élevé que celui mesuré par les essais lents :  $33^\circ$  pour l'essai lent et  $44^\circ$  pour l'essai rapide en compression,  $28.8^\circ$  pour l'essai lent et  $36.4^\circ$  pour l'essai rapide en extension.

Il semble que pour une vitesse de cisaillement plus faible (0.25%/heure) le pic soit atteint pour une plus faible déformation axiale qu'avec une vitesse plus élevée ; ceci a été observé sur les essais en compression et aussi en extension. En compression, le pic de contrainte  $q$  du TN4 (1%/heure) est à 1.87% de  $\varepsilon_a$ , il passe à 1.15% pour TN5 (0.25%/heure), et en extension, le pic de  $q$  est à 4.3% de déformation axiale  $\varepsilon_a$  pour TN7 (1%/heure) et à 3.27% pour TN8 (0.25%/heure).

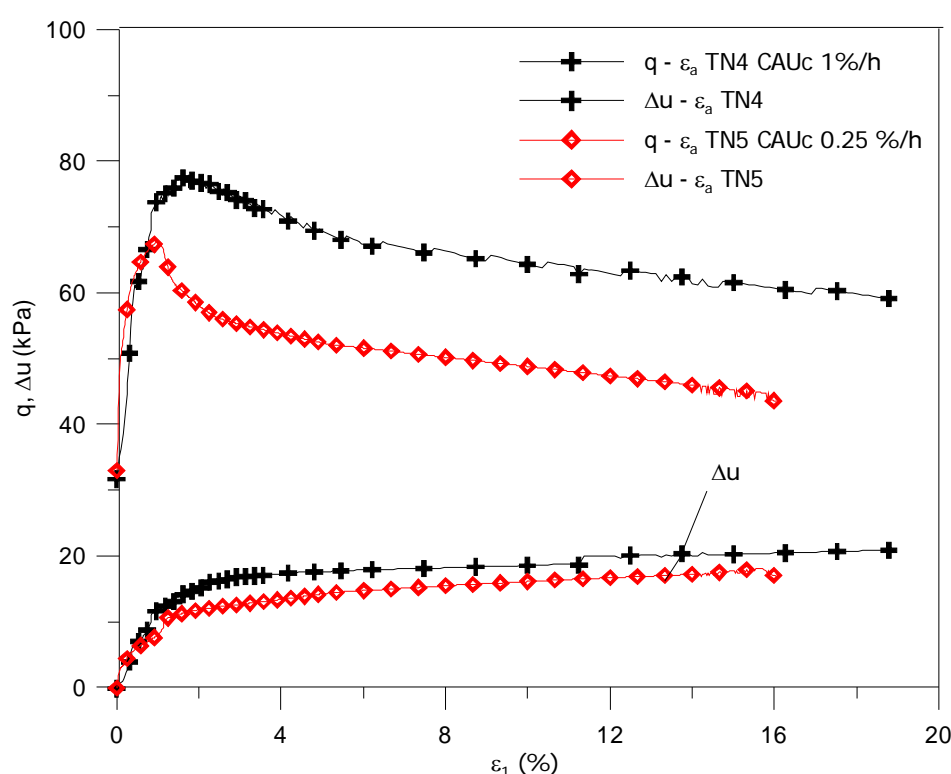


Figure V-39 Effet de vitesse de cisaillement sur le comportement non-drainé du sol en compression

A très faibles déformations axiales ( $\varepsilon_a < 0.05\%$ ), le module  $G_u$  de l'essai rapide est plus élevé que celui de l'essai lent. Pour les déformations plus élevées, les modules de rigidité  $G_u$  semblent indépendants de la vitesse de cisaillement (Figure V-38), ce qui suggère une nette influence de la structure sur les phénomènes visqueux.

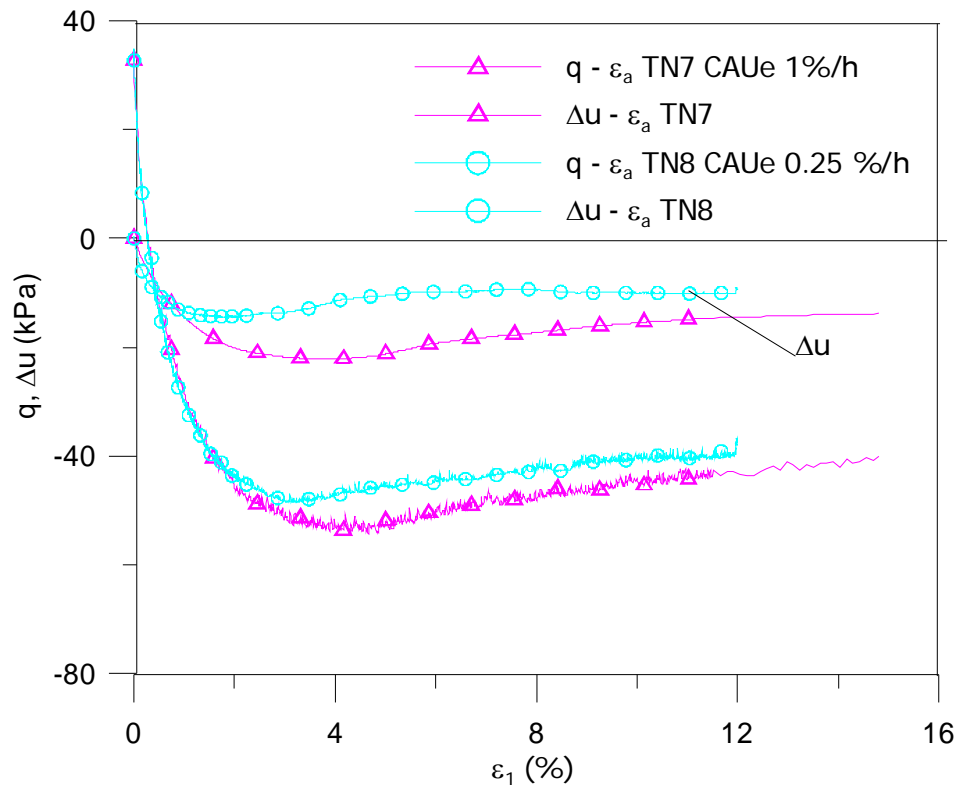


Figure V-40 Effet de la vitesse de cisailment sur le comportement non-drainé du sol en extension

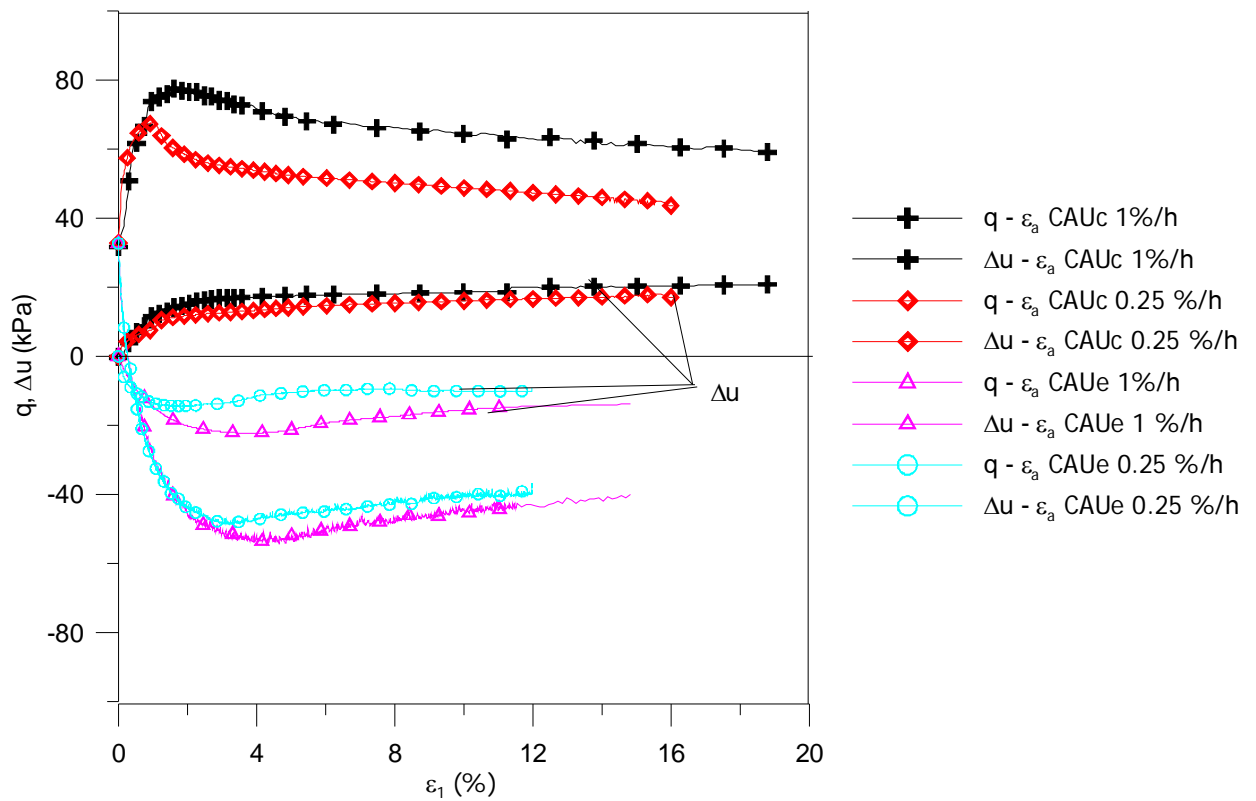


Figure V-41 Effet de la vitesse de cisailment sur le comportement non-drainé du sol en compression et en extension

## Effet de la consolidation aux contraintes plus élevées

Comme nous l'avons déjà anticipé, la consolidation isotrope à des contraintes plus élevées que celles du sol en place semble modifier fortement le comportement du sol, notamment dans le plan  $q$ - $\varepsilon_a$  comme le montre la Figure V-42. Les courbes de contrainte-déformation  $q$ - $\varepsilon_a$  des essais T2 et T3 effectués au laboratoire L3S (Flavigny et Thanh, 2005) n'ont pas présenté de pic très net ; elles montrent un comportement plutôt ductile. Par contre, le cisaillement effectué après une consolidation anisotrope sous  $K_0$  du sol a présenté un pic assez net en compression et aussi en extension.

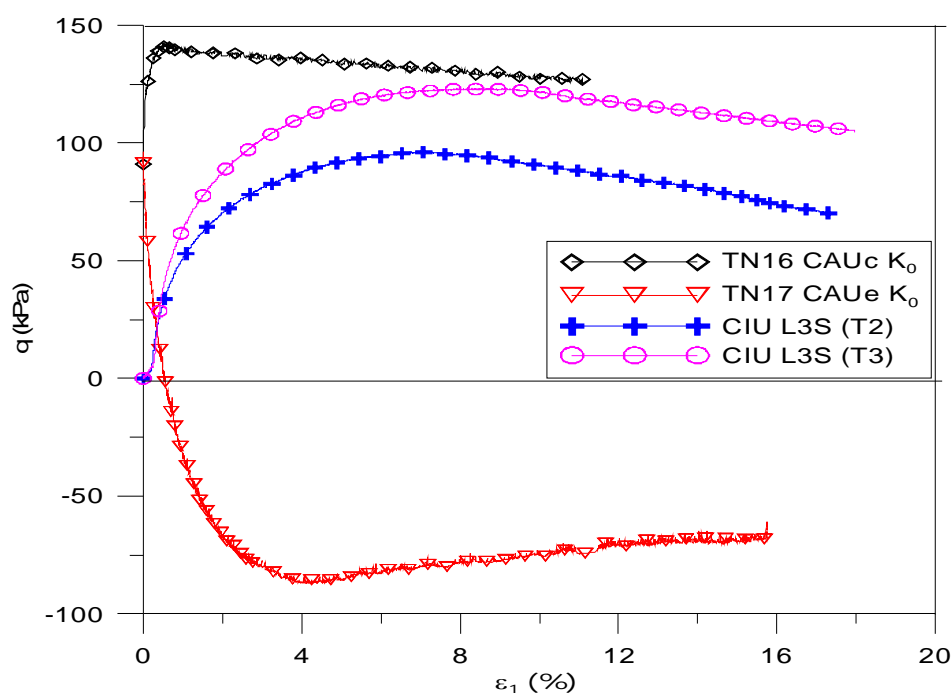
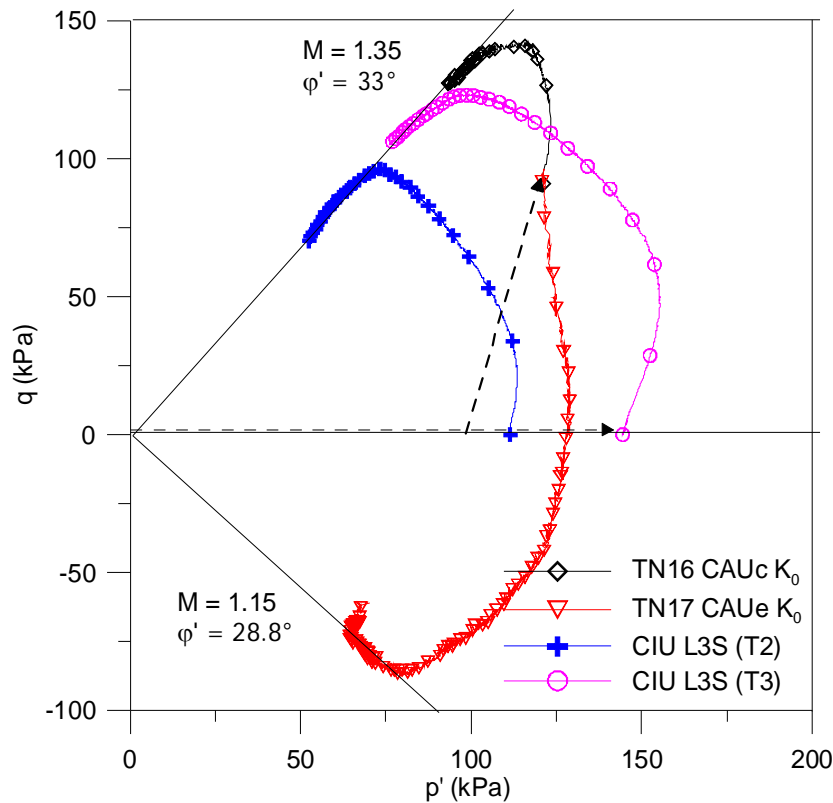


Figure V-42 Essais triaxiaux sur les sols après une consolidation à des contraintes plus élevées que celle du sol en place (données des essais T2 et T3 de Flavigny et Thanh, 2005).

L'état ultime aux grandes déformations atteint par les essais TN16 et T2, T3 correspond à un même rapport  $M$  et un même angle de frottement effectif  $\phi'$  (Figure V-43). L'effet d'anisotropie a été observé sur le sol consolidé à forte contrainte, c'est à dire l'angle de frottement effectif en extension observé est plus faible que celui de l'essai en compression. Une même tendance a été observée sur le module de rigidité  $G_u$ , le module  $G_u$  est plus fort en compression qu'en extension.

Tableau V-6 Comparaison des paramètres du sol après la consolidation aux contraintes in situ et aux contraintes plus élevées.

Test	Type	$p'_c$ kPa	$C_u$ (pic) (kPa)	$\varepsilon_a$ (pic) (%)	$C_u$ (ult) (kPa)	$\varepsilon_a$ (ult) (%)	$C_u/\sigma'_{v0}$	$\phi'$ (pic) (°)	$\phi'$ (ult) (°)	$E_u/p'_c$ (0.01%)
TN4	CAUc	42	38.5	1.87	31	13.2	0.61	41.0	36.4	-
TN7	CAUe	42	26.4	4.3	20	14.8	0.43	36.4	30.0	720
TN16	CAUc	120	70.9	0.62	63	11.0	0.39	30.8	33.0	1050
TN17	CAUe	120	43.3	4.6	33.6	14.5	0.24	27.6	28.8	320

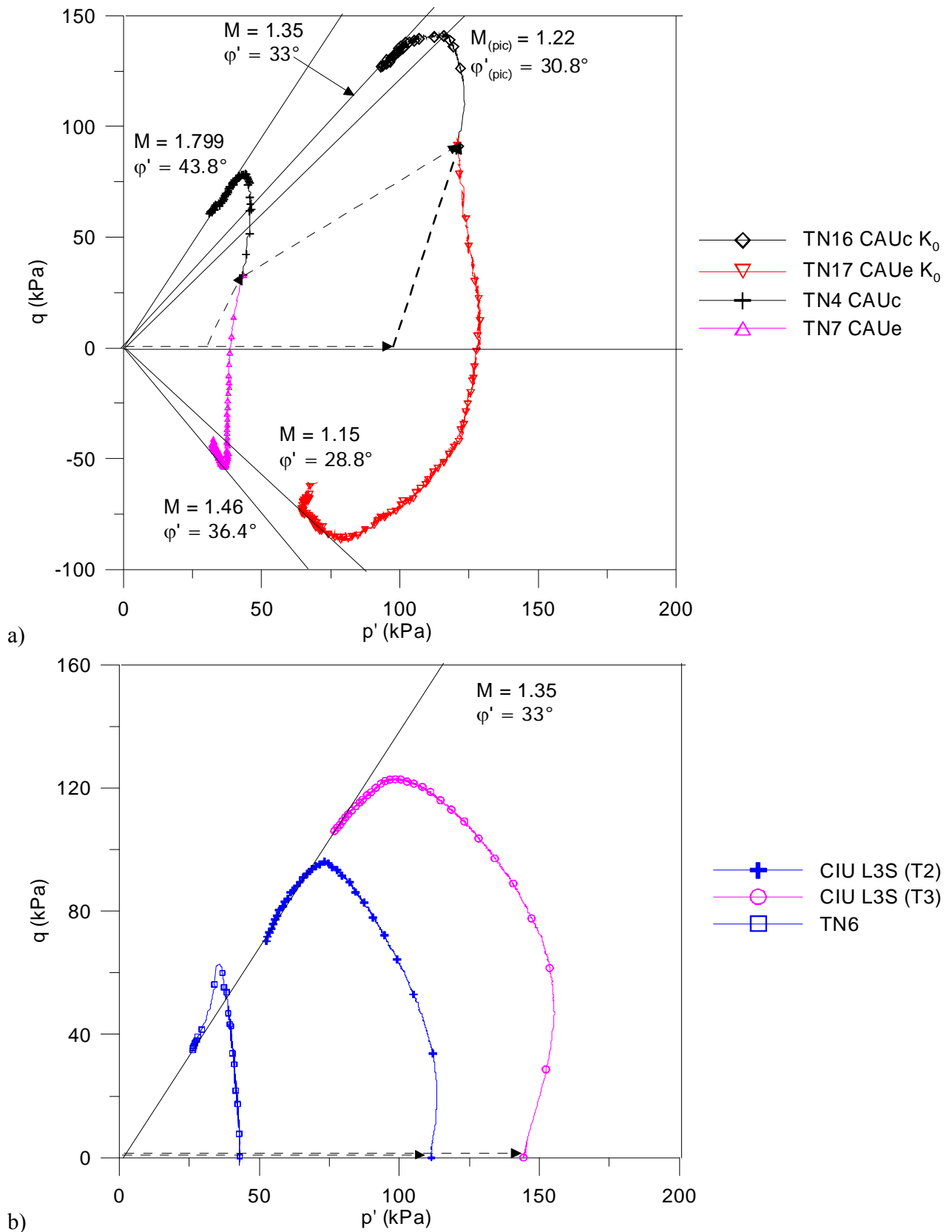


**Figure V-43 Chemins de contraintes effectives des essais non-drainés consolidés à fortes contraintes (données des essais T2 et T3 de Flavigny et Thanh, 2005).**

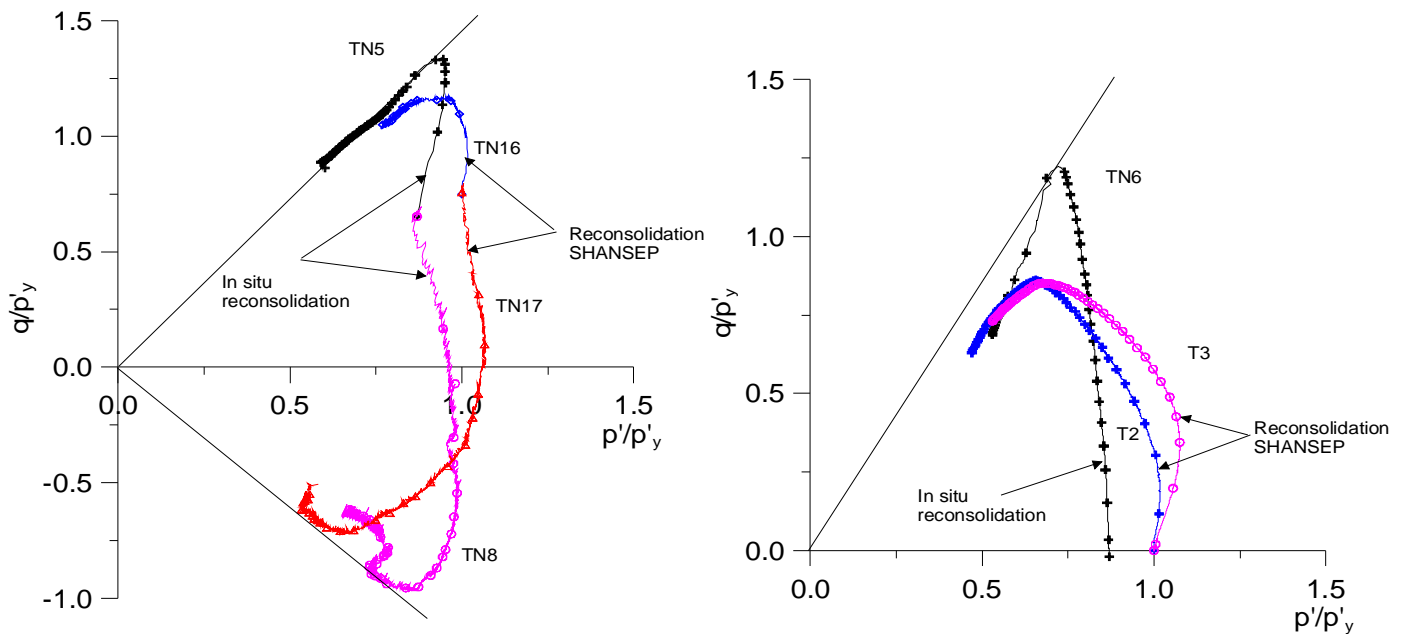
Les chemins des contraintes effectives des essais non-drainés consolidés aux contraintes in situ et aux contraintes plus élevées sont présentés sur la Figure V-44 et la Figure V-47. Quelques observations:

- la consolidation aux contraintes plus élevées que celles en place fait diminuer le rapport  $M$  et  $\phi'$  au pic, à la fois en compression et en extension.
- concernant les paramètres  $M$  et  $\phi'$  à l'état ultime aux grandes déformations, on constate une différence entre les essais isotropes et anisotropes. Les consolidations anisotropes à fortes contraintes (TN16 et TN17) font diminuer ces paramètres par rapport aux valeurs des essais à faible confinement (TN4 et TN7). Par contre, les paramètres à l'état ultime aux grandes déformations obtenues par T2 et T3 (L3S, *Flavigny et Thanh, 2005*) sont identiques à ceux de l'essai aux contraintes de consolidation in situ TN6.

La diminution des valeurs de  $M$  et  $\phi'$  peut être expliquée par une "déstructuration" au cours de la consolidation aux contraintes plus élevées, au delà du seuil de plasticité  $Y_3$  du sol initial (*Le et al., 2008*).





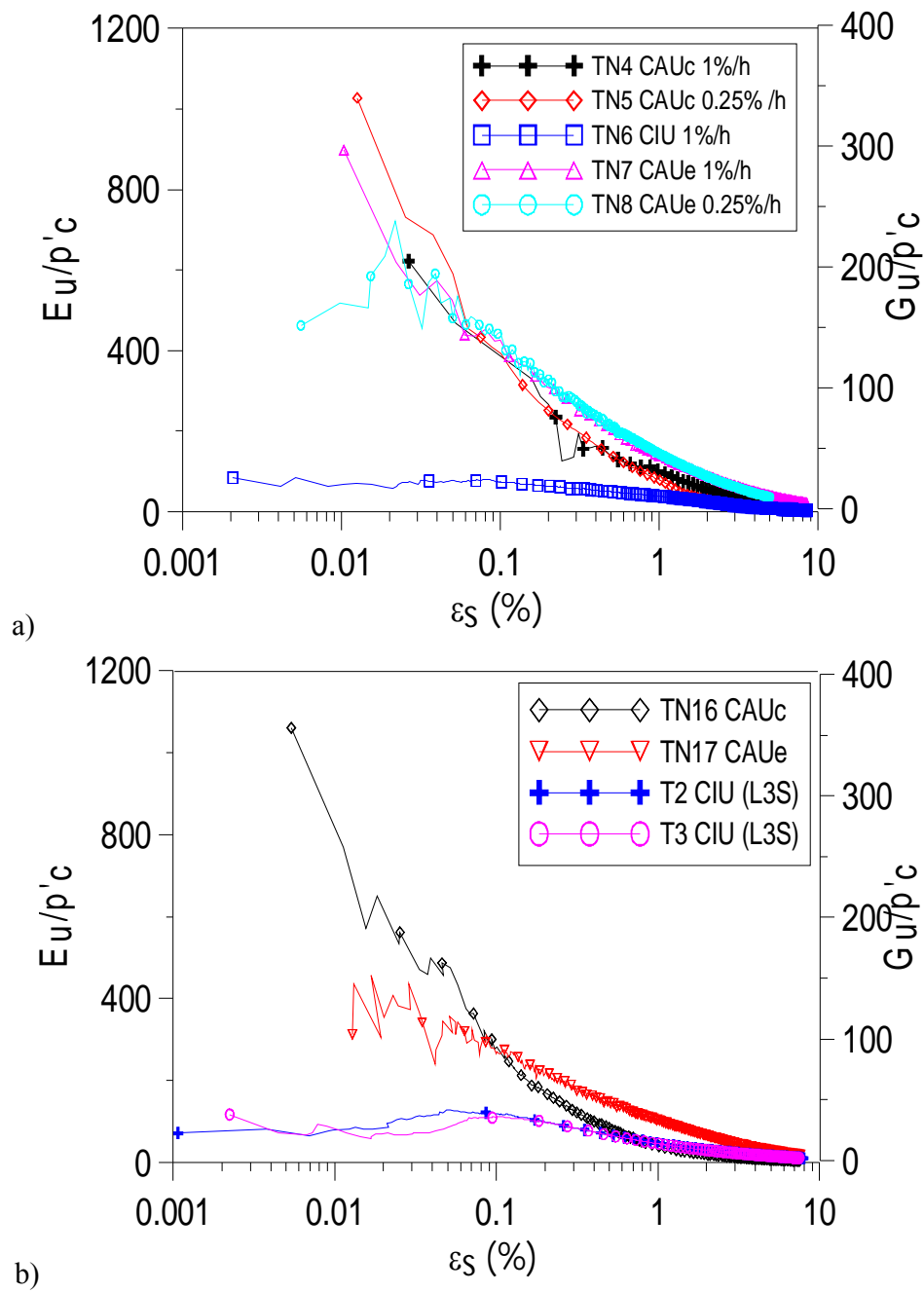


**Figure V-45 Chemins de contraintes non drainés normalisés avec  $p'_y$**

Les chemins de contrainte des essais non drainés, par une consolidation aux contraintes in situ et par SHANSEP, normalisées avec  $p'_y$  sont présentés sur la Figure V-45.

Les modules de rigidité  $G_u$ , normalisés avec la contrainte de consolidation (avant le cisaillement)  $p'_c$ , des essais consolidés aux contraintes en place et à fortes contraintes sont présentés sur la Figure V-46 a) et b). Encore une fois, on constate une différence entre les valeurs de  $\frac{G_u}{p'_c}$  après

consolidation isotrope et celles obtenues après consolidation sous  $K_0$ . Dans les deux cas (fortes contraintes et contraintes in situ), les modules  $G_u$  et  $E_u$  des sols obtenus après consolidation anisotrope sont toujours plus élevés que ceux obtenus après consolidation isotrope. On peut penser que la consolidation isotrope détruit un peu la structure. La normalisation des valeurs du module de rigidité  $G_u$  avec  $p'_c$  des sols consolidés à fortes contraintes et aux contraintes in situ a montré des similarités (Figure V-46).



**Figure V-46** Modules de rigidité  $G'_u$  du sol après une consolidation a) aux contraintes en place; b) aux contraintes plus élevées que celles en place (données des essais T2 et T3 de Flavigny et Thanh, 2005).

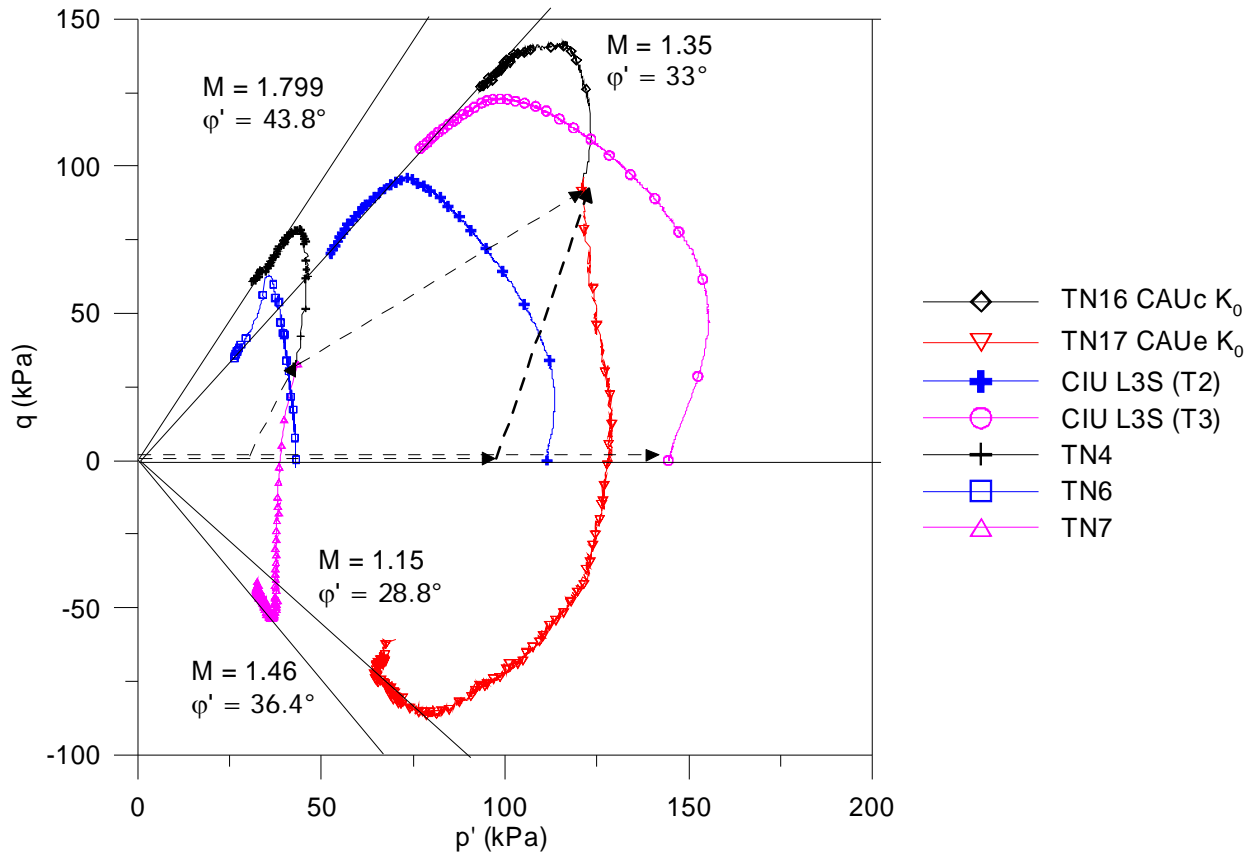


Figure V-47 Chemins de contraintes effectives des essais non-drainés consolidés à l'état in situ et à fortes contraintes (données des essais T2 et T3 de Flavigny et Thanh, 2005).

#### V.2.4.4. Comportement en cisaillement drainé

Les essais triaxiaux drainés sur les sédiments du Golfe de Guinée (série CD  $\theta$ ) ont été effectués sur des échantillons du sol préalablement consolidés sous des contraintes égales à celles in situ, en consolidation anisotrope, ( $p'_0$ ,  $q_0$ ). L'échantillon est ensuite cisailé en drainé suivant un angle de chargement  $\theta$ , défini comme:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta q}{\Delta p'}\right) \quad (V-5)$$

Après la phase de saturation, l'état du sol est au point A ( $p' = 20$  kPa,  $q = 0$ ) comme montré sur la Figure V-48. La reconsolidation du sol avant le cisaillement est effectuée suivant le chemin ABC. Le sol est au début consolidé de façon isotrope jusqu'au point B ( $p' = 31$  kPa) et ensuite une pression par le piston est appliquée sur l'échantillon afin de l'amener au point C ( $p' = 42$  kPa,  $q = 31$  kPa), de contraintes égales à celles du sol en place.

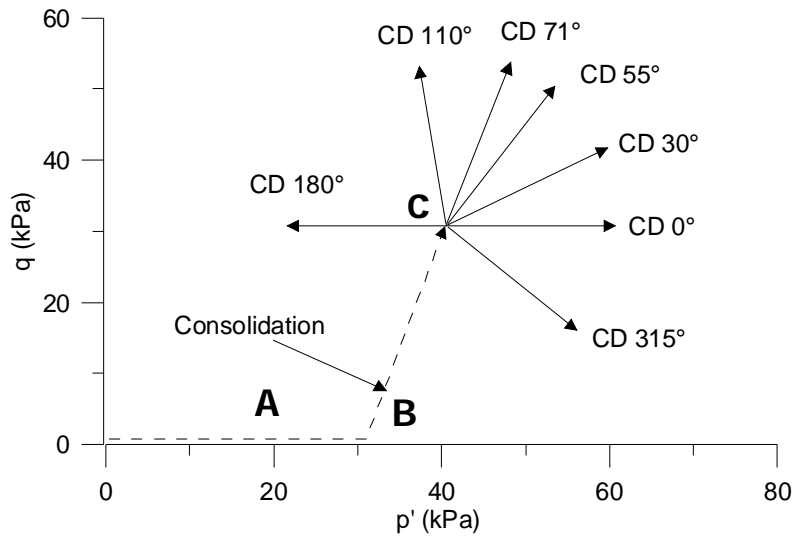


Figure V-48 Chemins des contraintes effectives des essais drainés

Les essais ont été réalisés avec une vitesse de chargement de 0.5 kPa/heure ce qui n'entraîne pas de surpression interstitielle  $\Delta u$  dans le sol supérieure à 1 kPa. Cette limite a été vérifiée par les mesures de surpression interstitielle pour toute la série d'essais drainés.

Les données des essais drainés sont présentées dans l'annexe B. On a présenté les résultats essentiellement sur 3 types de graphe :

- $q$  versus  $\varepsilon_s$ ,
- $p'$  versus  $\varepsilon_v$ ,
- $\varepsilon_s$  versus  $\varepsilon_v$ .

Un des résultats typique est présenté sur la Figure V-49 (essai TN9 ( $\theta = 55^\circ$ )). Les courbes ( $p' - \varepsilon_v$ ) et ( $q - \varepsilon_s$ ) de la série d'essais drainés sont présentées sur la Figure V-50. L'évolution du module de compressibilité  $K'$  (bulk modulus) et du module de cisaillement  $G'$  normalisé avec la contrainte moyenne  $p'$  est présentée sur la Figure V-51.

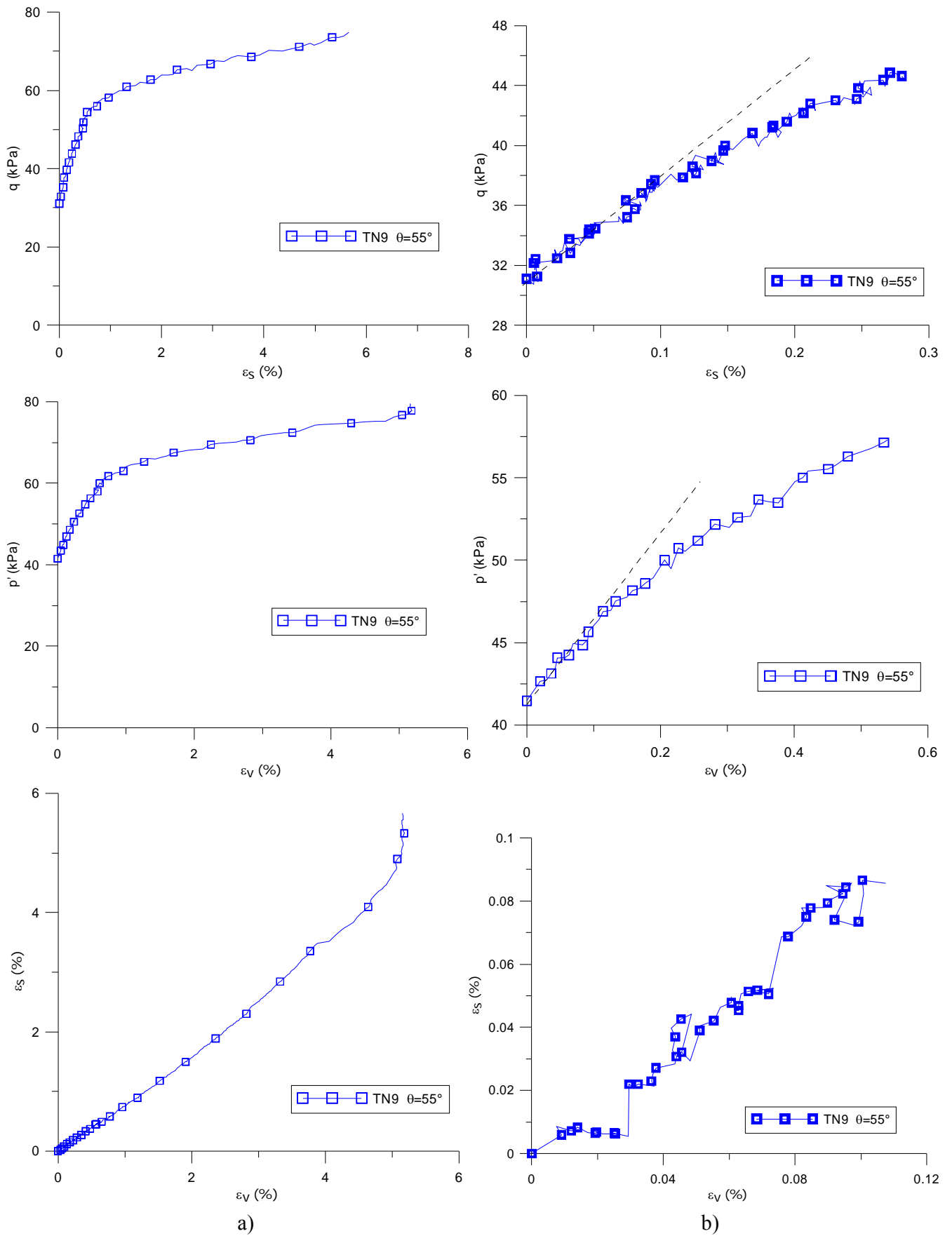
La détermination du seuil d'écoulement plastique ( $Y_3$ ) peut être effectuée par le point de changement significatif du comportement en grandes déformations. La réponse observée par la compression isotrope (TN12,  $\theta = 0^\circ$ ) est clairement présentée par la courbe  $p' - \varepsilon_v$  (Figure 4 annexe B). Le comportement est non-linéaire avant la limite d'écoulement plastique (gross yield)  $Y_3$ . Les courbes  $\varepsilon_s - \varepsilon_v$  représentées dans la Figure 4 (annexe B) indiquent qu'il n'y avait pas de couplage entre les déformations, avec  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v \approx 0$ , jusqu'à une pression de  $p'$  de 50 kPa ( $\varepsilon_v \approx 0.05\%$ ). Après cette limite, le rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$  change rapidement pour une valeur de -0.2, et le module de compressibilité  $K'$  diminue à des valeurs plus faibles. Selon *Smith et al.* (1992) et *Jardine* (1992), cette limite peut être attribuée au point  $Y_2$  du comportement du sol. Ensuite, le rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$  commence à augmenter pour les déformations plus larges, puis il se stabilise autour de -0.125, état aux grandes déformations.

Une réponse comparable en petites déformations de l'essai isotrope drainé en gonflement TN13 ( $\theta = 180^\circ$ ) par rapport à l'essai TN12 (Figure 5, annexe B) a été observée. Quand le gonflement commence, le module  $K'$  est élevé et le rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_{vol} \approx 0$ . Comme pour l'essai TN12 ( $\theta = 0^\circ$ ), la limite  $Y_2$  peut être déterminée comme le point où le changement de module  $K'$  et de rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$  diminue de façon significative, à  $\varepsilon_v \approx 0.05\%$  et  $p' \approx 40$  kPa. Les valeurs de  $K'$  et du rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$  continuent à diminuer avec l'augmentation des déformations volumique jusqu'à un changement très marqué par l'augmentation forte de  $\varepsilon_s$ . Ce point est normalement interprété comme la limite d'écoulement plastique (gross yield)  $Y_3$ .

Pour les essais drainés dans lesquels les contraintes  $p'$  et  $q$  ont été changées toutes les deux, la plasticité du sol aux grandes déformations est encore plus clairement observée sur les courbes de  $p'$ ,  $q$ . Dans la plupart des cas, les points  $Y_3$  sont clairement déterminés par le diagramme  $q - \varepsilon_s$ .

Les sédiments du Golfe de Guinée sont caractérisés par un comportement fortement non-linéaire. Les essais drainés effectués dans cette étude ont permis de tracer l'évolution du module de compressibilité  $K'$  et du module de cisaillement  $G'$  normalisé avec la contrainte  $p'$  au cours du cisaillement. En général, les rapports  $K'/p'$  et  $G'/p'$  varient de façon significative avec la direction du chemin de contrainte ( $\theta$ ). Le rapport  $K'/p'$  est caractérisé par des valeurs plus élevées quand le sol est cisailé à  $q$  constant (TN12,  $\theta = 0^\circ$  et TN13,  $\theta = 180^\circ$ ), et le rapport  $K'/p'$  est le plus faible dans les essais où le changement de la contrainte déviatorique  $q$  est dominant (TN11,  $\theta = 110^\circ$  et TN14,  $\theta = 70^\circ$ ). La dépendance du  $K'/p'$  de  $\theta$  diminue avec l'augmentation de la déformation volumique. La différence entre les valeurs de  $K'/p'$  est relativement faible pour des déformations volumiques  $\varepsilon_v$  supérieurs à 0.5%.

La variation de  $G'/p'$  a aussi été présentée sur la Figure V-51. Ce rapport atteint les valeurs maximales dans les essais TN11,  $\theta = 110^\circ$ , et TN15,  $\theta = 315^\circ$ , les deux essais consolidés suivant les forts angles faits par le chemin de contrainte et la ligne de consolidation du matériau vierge  $K_0$ . Les valeurs les plus faibles du  $G'/p'$  ont été observées sur les essais TN10,  $\theta = 30^\circ$  et TN9,  $\theta = 55^\circ$ . Comme le rapport  $K'/p'$ , le  $G'/p'$  diminue avec la déformation  $\varepsilon_s$ . On a aussi observé que, au delà d'une déformation  $\varepsilon_s$  de 0.1%, les valeurs de  $G'/p'$  sont confondues à l'exception des valeurs de l'essai TN11.



**Figure V-49 Essai drainé TN9 ( $\theta=55^\circ$ ): diagrammes en  $q$ - $\varepsilon_s$ ;  $p'$ - $\varepsilon_v$  et  $\varepsilon_s$  -  $\varepsilon_v$ . a) global ; b) petite déformation**

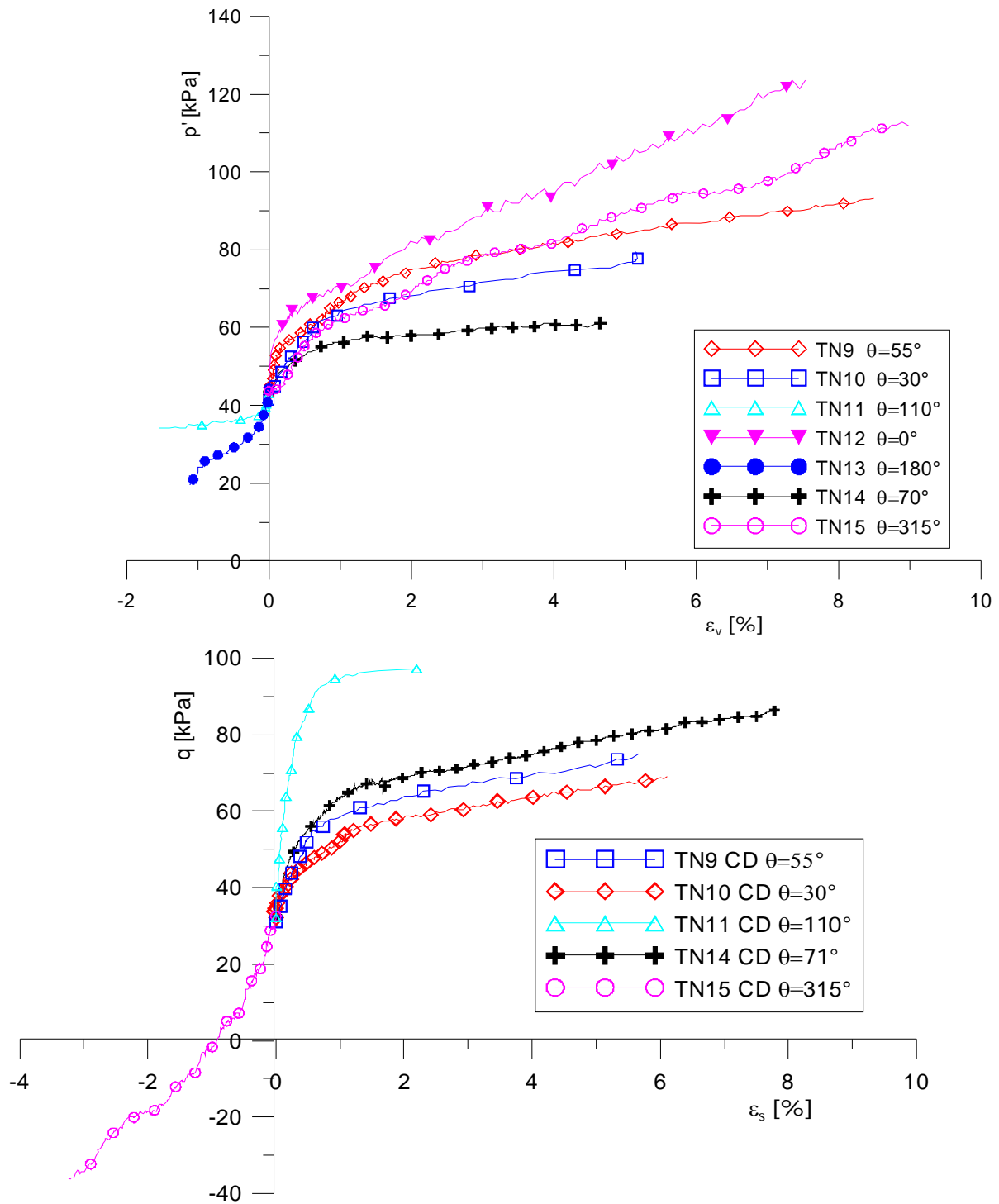


Figure V-50 Combinaison des courbes d'essai drainé en  $(q-\varepsilon_s)$  et en  $(p'-\varepsilon_{vol})$ .

Le comportement contrainte - déformation post- $Y_3$  des essais est quasi linéaire avec le rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v$  qui est lui même quasi-constant (voir l'annexe B). Aucun essai effectué dans cette série n'a été amené à l'état critique caractérisé par :

- $d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$  tend vers zero,
- $dq/d\varepsilon_s$  tend vers zéro.

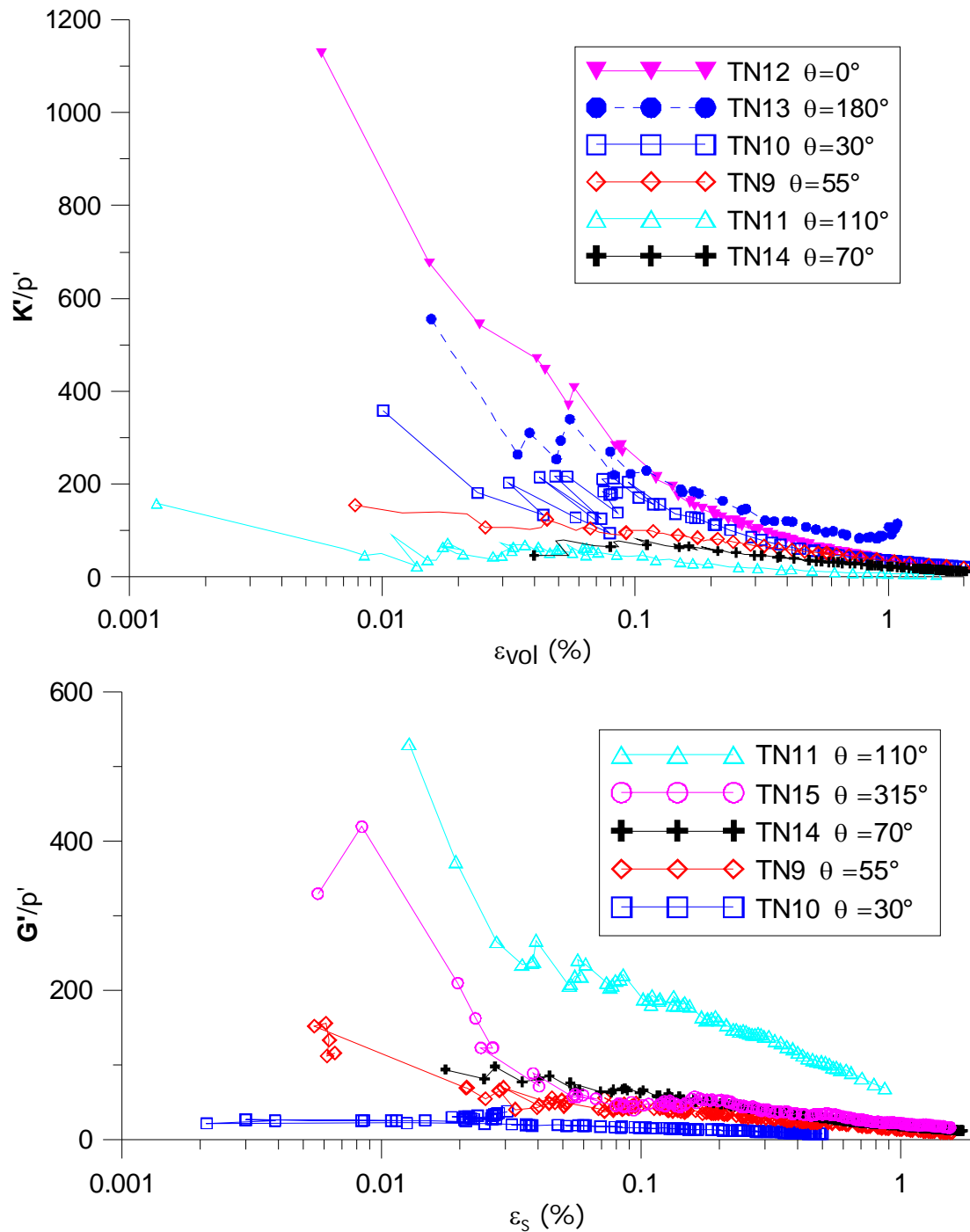


Figure V-51 Évolution des modules  $K'$  et  $G'$  normalisé avec  $p'$  des essais drainés.

Le comportement drainé du sol aux grandes déformations dans le plan ( $e-\log p'$ ) est présenté sur la Figure V-52. Les courbes de compression isotrope de l'essai sur le sédiment naturel TN1 et la compression isotrope des sédiments reconstitués TR1 sont également présentées sur la même figure. Encore une fois, on constate l'influence du chemin de chargement ( $\theta$ ). La courbe de compression isotrope du sol naturel TN1 se trouve presque parallèle à la courbe de compression de l'essai TN12,  $\theta = 0^\circ$ , et le gonflement de l'essai TN13,  $\theta = 180^\circ$  a la même pente que la phase de reconsolidation du TN1.



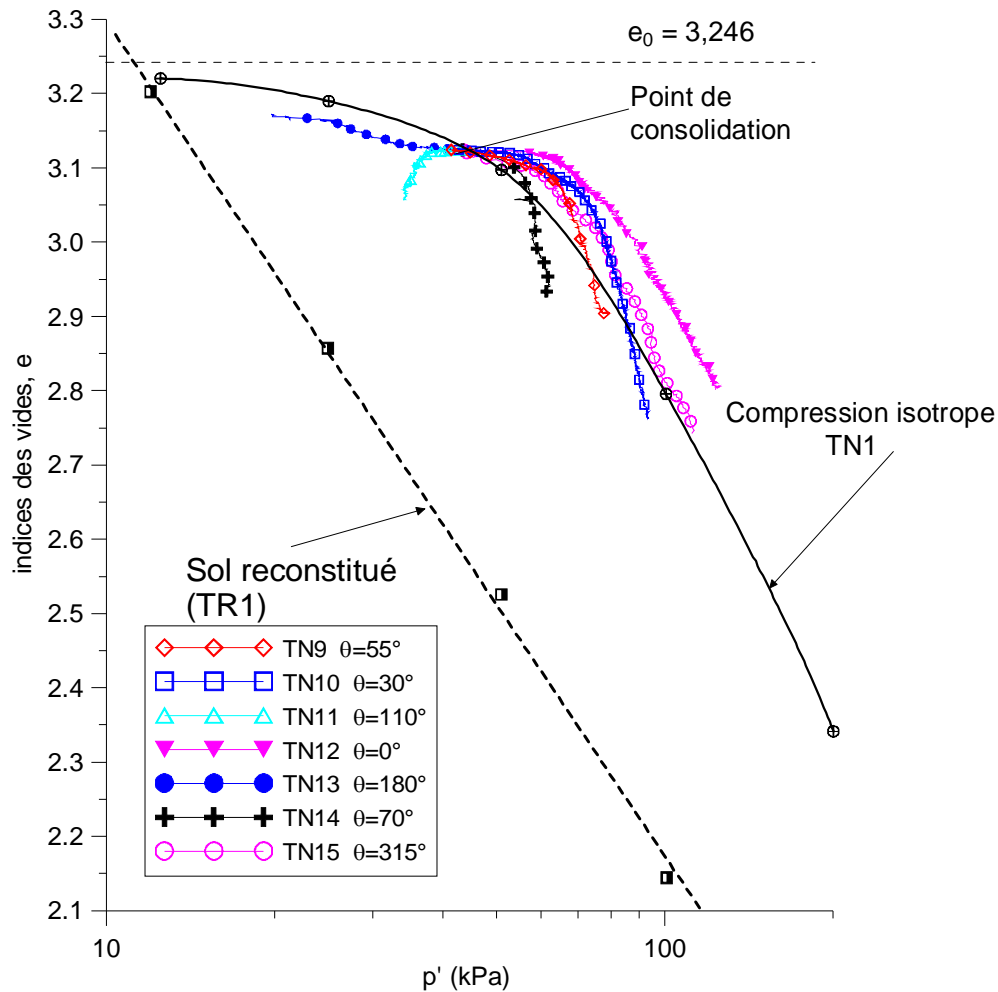


Figure V-52 Comportement drainé du sol du Golfe de Guinée

#### V.2.4.5. Caractéristique élasto-plastique des sédiments naturels

Un des objectifs des essais triaxiaux effectués sur les sédiments du Golfe de Guinée est d'étudier les caractéristiques élasto-plastiques de ces sols. Les résultats obtenus à partir des essais drainés et non-drainés effectués n'ont pas permis de déterminer la zone  $Y_1$ , définie par *Jardine* (1992) comme une zone élastique linéaire dont les modules  $K$  et  $G'$  sont constants. Comme montré sur la Figure V-34 et la Figure V-51, les modules  $K$ ,  $G'$  du sol observés par tous les essais ne définissent aucune zone élastique, et diminuent régulièrement lorsque la déformation augmente. Les études effectuées récemment sur les argiles raides de Londres ont découvert une zone  $Y_1$  de très petite déformation, de l'ordre 0.001 % (*Gasparre et al.*, 2007, *Hight et al.*, 2007). Cette limite est hors de portée de notre dispositif expérimental.

La zone  $Y_2$  des sédiments du Golfe de Guinée étudiés est parfois observée sur des essais drainés comme la zone limitée par le rapport  $d\varepsilon_s/d\varepsilon_v \approx 0$ . Cette zone est en général limitée par des déformations ( $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_v$ ) de l'ordre de 0.05 %.

Les valeurs de la contrainte d'écoulement plastique ( $Y_3$ ) déterminées à la fois par les essais drainés en chemins de contrainte radiaux et par les essais non – drainés sont montrées sur la Figure V-53. Les essais drainés et les essais non drainés permettent de définir une surface de charge unique ( $Y_3$ ). Cette surface observée n'est ni symétrique par rapport à la ligne isotrope ( $q = 0$ ), ni par rapport à la ligne  $K_0$ .

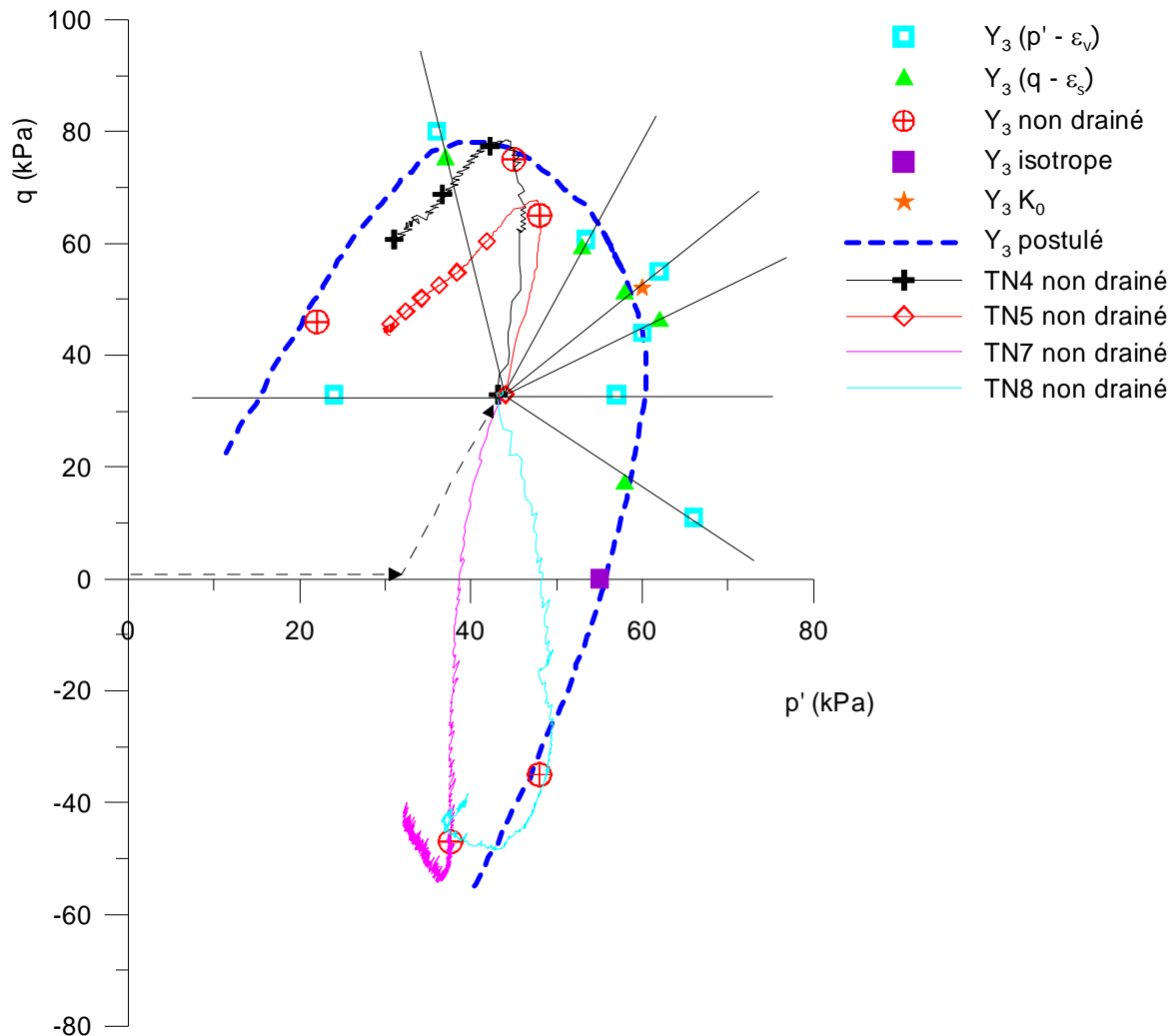


Figure V-53 Surface de charge  $Y_3$  des sédiments du Golfe de Guinée: essais drainés et essais non-drainés.

Avec l'augmentation des contraintes après le  $Y_3$ , les chemins de contrainte des essais drainés radiaux dépassent cette surface  $Y_3$ . Les chemins  $p' - q$  des essais non - drainés restent à l'intérieur de cette surface avec une diminution de  $p'$  et  $q$ . Un type de comportement assez similaire a été observé sur l'argile de Bothkennar par *Smith et al.* (1992).

Les vecteurs d'incrément de déformation plastique du matériau pour un état de contrainte sur la limite d'écoulement plastique sont montrés sur la Figure V-54. La normalité des vecteurs de déformation avec la surface  $Y_3$  semble être bien vérifiée pour les essais drainés avec un angle du chemin de contrainte  $\theta$  compris entre  $-45^\circ$  et  $70^\circ$ . Pour les autres essais, on n'a pas observé cette normalité.

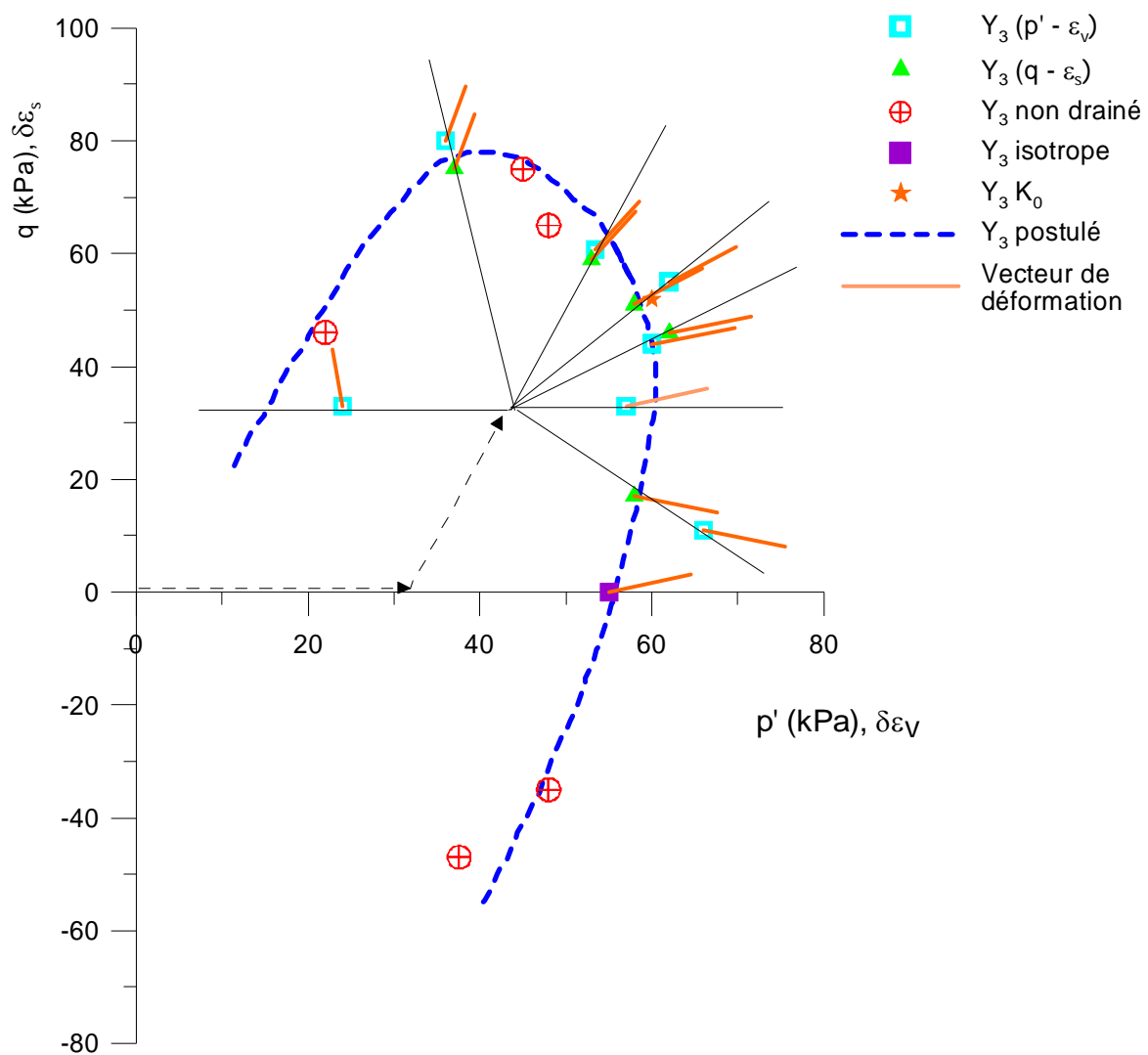


Figure V-54 Surface de charge du sol du Golfe de Guinée et les vecteurs de l'incrément de déformation.

### V.2.5. Effet de structure sur le comportement triaxial du sol du Golfe de Guinée

La surface d'état limite  $SEL^*$  des sédiments reconstitués a été déterminée par des essais de cisaillement non drainé CIU après une consolidation isotrope à 20 kPa (essai TR2) et à 100 kPa (essai TR3). Cette surface est présentée sur la Figure V-55.

La Figure V-56 présente les chemins de contraintes non drainés dans le plan  $(p'-q)$ , normalisés par la contrainte équivalente  $p_e^*$  (la contrainte équivalente sur la ligne de la consolidation isotrope du sol reconstitué à même volume spécifique  $v$ ). Une reconsolidation sous contraintes élevées (SHANSEP) fait diminuer la résistance au cisaillement au pic du sol comme montré très clairement sur la Figure V-56-b.

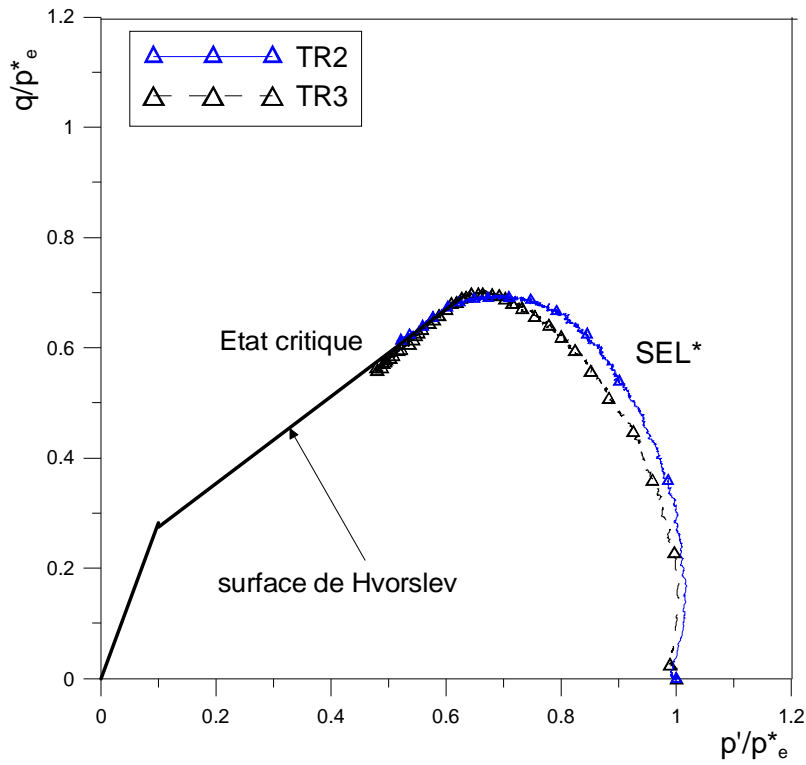


Figure V-55 SEL\* intrinsèque des sédiments reconstitués

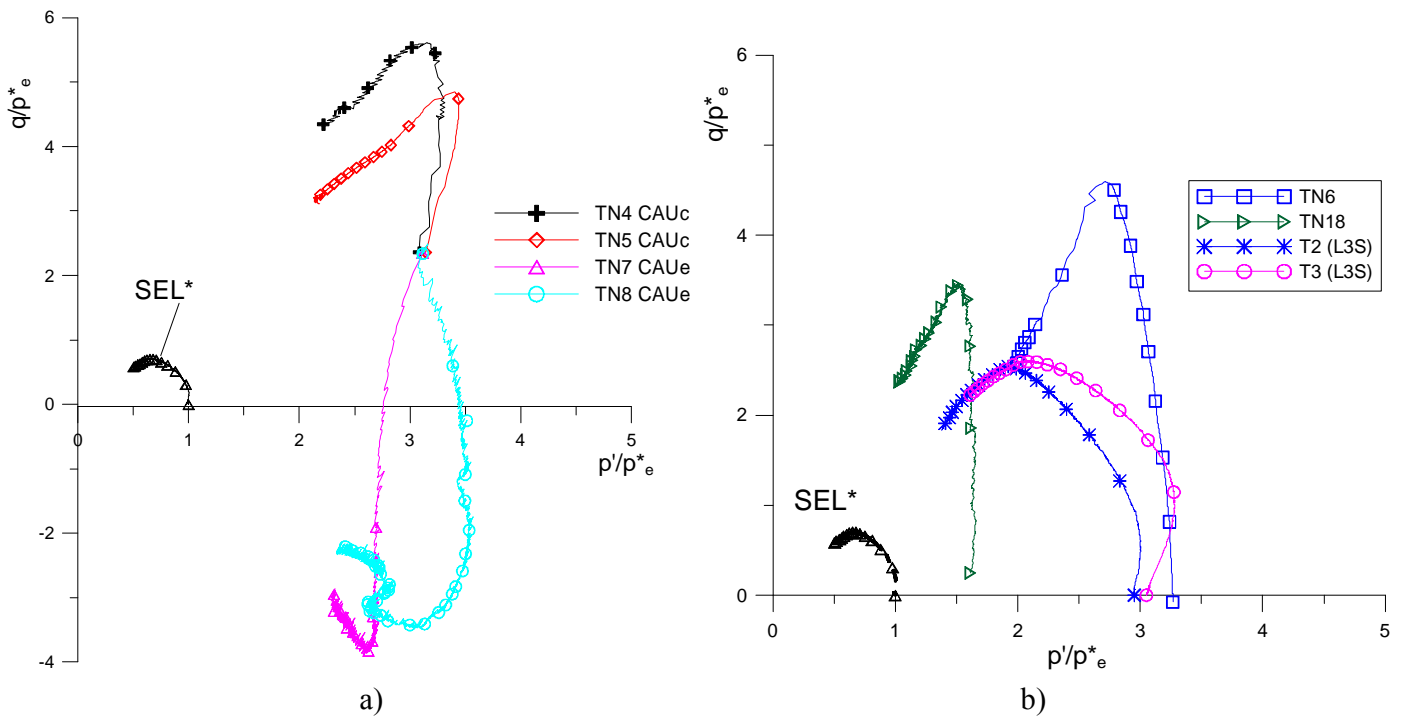


Figure V-56 Chemins de contrainte normalisé avec  $p_e^*$  des essais non – drainés

La même normalisation avec les essais drainés est montrée sur la Figure V-57. Les essais drainés définissent clairement une enveloppe de surface d'état limite SEL pour les sols naturels, cette surface est légèrement plus large que la surface de charge  $Y_3$  et reflète le niveau initial de structure sédimentaire du sol.

La normalisation par  $p_e^*$  a montré que la surface d'état limite du sol naturel est plus large que celle du sol reconstitué  $SEL^*$  dans un rapport équivalent à la valeur de la sensibilité  $S_t$ . Dès que le chemin de contrainte drainé atteint la surface  $SEL$  (Figure V-57), il est détourné vers l'intérieur avec une diminution de l'indice des vides avec tendance à s'approcher de la surface limite  $SEL^*$  intrinsèque. La valeur maximum du rapport  $p'/p_e^*$  sur la ligne  $K_0$  est environ de 4.5. Cette valeur correspond assez bien à la valeur de la sensibilité  $S_t$  du sol naturel déterminée dans le chapitre II.

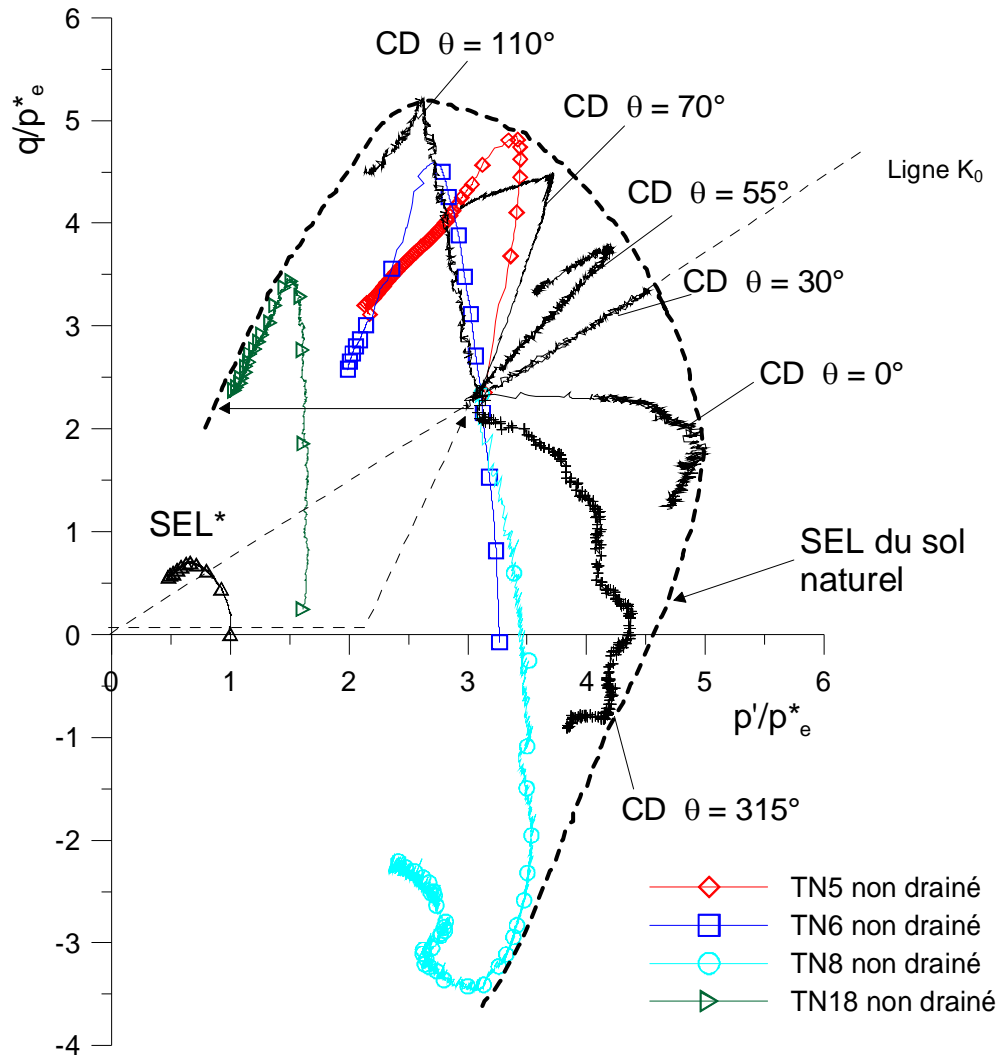


Figure V-57 Détermination de SEL des sédiments naturels par les essais non-drainés et drainés

La Figure V-58 représente les courbes de compression triaxiale des sédiments naturels (compression triaxiale isotrope et  $K_0$ ) ainsi que les courbes de compression unidimensionnelle dans le plan  $v - \log p'$ . Les courbes de compression de la série d'essais drainés suivant un chemin radial sont présentées sur la Figure V-59. Les états de compression in situ ( $e - \log p'$  ou  $v - \log p'$ ) des sols en place, nommé comme SC (Terzaghi, 1941) ('sedimentation curve', voir chapitre IV), sont présentés sur les mêmes figures.

Les courbes de compression (triaxial et oedométrique) normalisées avec l'indice des vides  $I_v$  sont présentées sur la Figure V-58-b. Sur la même figure, on présente également la courbe de sédimentation in situ, la SCL de Burland ( $S_t = 5$ ) et la SCL de valeur  $S_t = 3$ .

Les courbes de compression des sols naturels (triaxial et oedométrique) s'approchent d'abord de la ligne SC (ou SCL) puis convergent vers la ligne de compression du sol reconstitué ou ICL (Figure V-58).

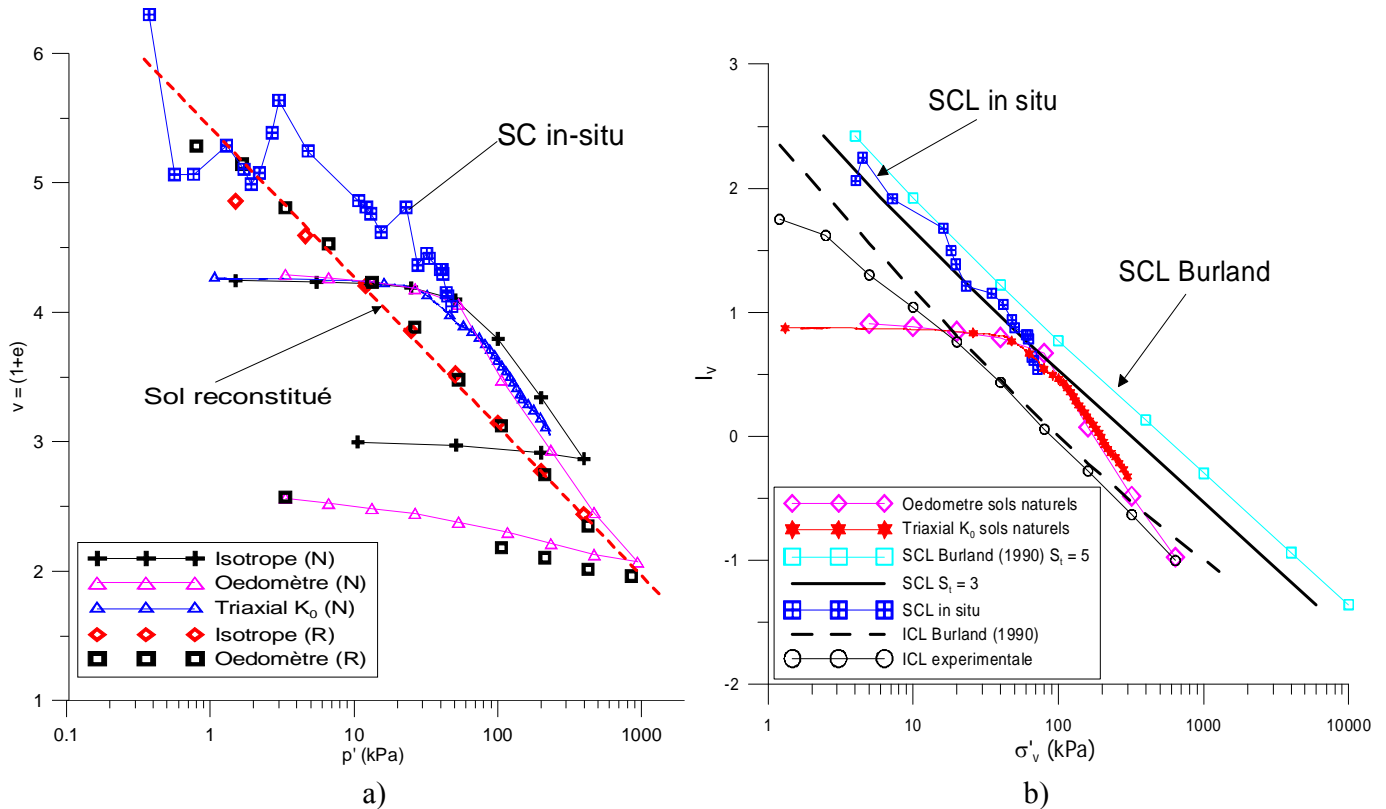


Figure V-58 a) Courbes de compression des sols naturels et reconstitués et les courbes de sédimentation du sol SCC ; b) courbes de compression normalisées d'après Burland (1990).

Les courbes de compression drainée obtenues sur plusieurs chemins radiaux montrent des allures parallèles avec la compression isotrope TN1 (Figure V-59-a). Encore une fois, les réponses montrent clairement la différence entre le sol naturel et celui reconstitué et l'effet de structure. La valeur de la sensibilité  $S_t$ , mesurée par l'essai triaxial UU (ou T bar cyclique in situ), peut être utilisée comme le facteur du niveau de structure du sol.

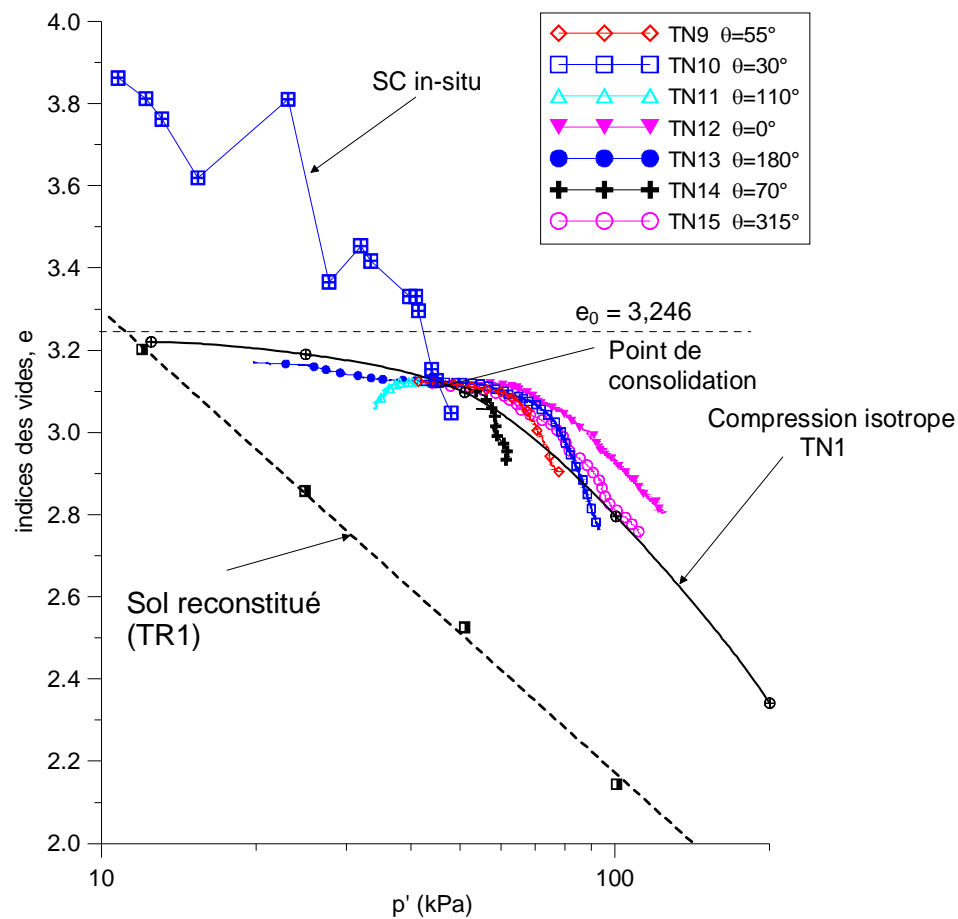


Figure V-59 Effet de structure sur le sol du Golfe de Guinée : essais triaxiaux consolidés drainés

### V.3. CONCLUSIONS

On a amélioré les procédures expérimentales des essais triaxiaux afin d'obtenir de bons résultats en minimisant au maximum le remaniement des échantillons. Cette condition est cruciale pour obtenir des courbes de contrainte - déformation avec une mesure précise de la résistance de cisaillement au pic. La reconsolidation aux larges contraintes (SHANSEP) fait chuter la résistance au pic, en déstructurant le sol et en détruisant des liaisons inter-particules.

Les essais non drainés ont montré que les modules de rigidité ( $E_u$  et  $G_u$ ) et la résistance au pic du sol du Golfe de Guinée dépendent de la vitesse de cisaillement. Les états ultimes d'essais non drainés sur les sols reconsolidés aux contraintes in situ indiquent des valeurs d'angle de frottement effectifs  $\phi'$  en compression de 33-43.8° et en extension de 28.8-36.4°. La résistance au cisaillement du sol est également plus élevée en compression qu'en extension.

Les essais drainés effectués sur plusieurs chemins de contrainte radiaux avec une vitesse de chargement très lente permettent d'étudier le comportement élasto - plastique du sol. La surface de charge ( $Y_3$ ) est commune aux essais drainés et non drainés. Elle est comparable aux surfaces observées sur de nombreux sols mous structurés (argile de St Alban, *Leroueil et al.*, 1979 ; argile de Bothkennar, *Smith et al.*, 1992) et ne présente pas de symétrie particulière par rapport aux axes isotrope et  $K_0$ . Les chemins de contraintes non drainés ont tendance à rester sur cette surface ou à venir à l'intérieur. En revanche, les essais drainés mobilisent la surface de charge avec diminution plastique de l'indice des vides. Le comportement aux grandes déformations est en général très mou, mais la courbe contrainte – déformation est presque linéaire. La surface d'état limite dans le plan normalisé avec la contrainte équivalente  $p^*_e$  des sols naturels peut être définie par la limite de la zone que tous les chemins de contrainte drainés ou non drainés ne peuvent pas dépasser. Dès que le chemin de contrainte s'approche cette surface, il revient vers l'intérieur avec une diminution de l'indice des vides. Les essais montrent clairement la diminution de la taille de la surface d'état limite avec la compression du sol vers l'état ultime, correspondant à une diminution du niveau de structure de sol. *Smith et al.* (1992) ont observé une tendance très similaire sur l'argile de Bothkennar. Leur observation a été utilisée comme source pour le concept de *Baudet et Stallebrass* (2004) pour les sols structurés, dans lequel la sensibilité  $S_t$  est considérée comme la variable de structure de sol diminuant au cours de compression..

La consolidation drainée sous des contraintes plus élevées détermine des lignes parallèles à la courbe de sédimentation SCC du sol en place. Chaque chemin radial détermine une ligne dans le plan  $e$ -log  $p'$  et elles sont toutes situées à une certaine distance avec la ligne de compression intrinsèque ICL du sol reconstitué. Cette distance est caractérisée par le rapport de contrainte, à même l'indice des vides  $e$ , compris entre 3 - 5, ces valeurs sont numériquement similaires à la sensibilité du sol, mesurée par les essais triaxiaux UU (ou T bar cyclique in situ).





# CONCLUSIONS GENERALES

## 1. CONCLUSIONS

Les recherches bibliographiques effectuées sur les caractéristiques physiques et mécaniques des sols marins grands fonds du Golfe de Guinée nous permettent d'en avoir une vue globale, en comparaison avec celles des sédiments marins du Golfe du Mexique et du delta du Mississippi.

Les travaux expérimentaux conduits dans le cadre de cette thèse font appel à de nombreuses disciplines : mécanique des sols, physico-chimie, sédimentation, rhéologie des fluides complexes.

Les résultats obtenus montrent qu'il n'y a pas de variations significatives de nature et de composition minéralogique des sols sur les 20 m concernés par le dimensionnement des ancrages ou des pipelines. Afin de caractériser le phénomène de déstructuration - restructuration des sédiments, plusieurs essais rhéologiques ont été effectués sur des échantillons d'une carotte du site BB. Les essais fournissent une estimation quantitative du terme de structure, introduit dans un modèle de thixotropie de Houska.

Concernant l'origine de la couche dure de surface, deux pistes ont été explorées : physico-chimie des eaux interstitielles et bioturbation. L'analyse des eaux interstitielles sur les carottes disponibles au laboratoire ne révèle pas d'anomalies ioniques susceptibles de générer des phénomènes osmotiques importants et de créer une couche dense et dure, mais on peut objecter que les mesures ont été effectuées sur des échantillons âgés où les concentrations ioniques ont pu se dissiper. Par ailleurs, *De Gennaro et al.* (2004) ont montré que de grandes variations de la salinité NaCl des eaux interstitielles n'avaient qu'une faible influence sur la compressibilité du sédiment. Les images scanner tomographiques aux rayons X des carottes du site AA et BB montrent les traces d'une importante bioturbation des couches superficielles. D'après les sédimentologues, des vitesses de sédimentation très lentes peuvent entraîner une bioturbation intense qui pourrait densifier le sol (*Joseph, 2006*); cependant les mesures de vitesse de sédimentation dans la zone considérée sont en très petit nombre et, même s'il est clair qu'au niveau de la planète la remontée des eaux depuis 14 000-15 000 ans a eu comme conséquence de diminuer les vitesses de sédimentation sur la pente continentale, il est difficile de conclure qu'il s'agit de l'effet prépondérant.

Le comportement mécanique sous chargement oedométrique a été étudié sur de nombreux échantillons prélevés sur les 20 premiers mètres de sédiment. Les sédiments du Golfe de Guinée sont très compressibles, en raison de leur forte plasticité, liée à la présence d'une forte teneur en smectite, qui conduit à de fortes porosités initiales. Cette compressibilité est plus forte que celle des autres sédiments marins (sédiments du Golfe du Mexique, argile de la baie de Tokyo,...). Par ailleurs, on signale également une forte composante de fluage des sédiments ( $C_\alpha$  compris entre 0.01-0.02). Plusieurs auteurs ont considéré la consolidation secondaire comme l'origine de la surconsolidation des sédiments marins. Ce coefficient de consolidation secondaire joue un rôle

majeur dans le comportement du sol et l'interaction sol-structure à long terme. Les valeurs de  $c_v$  ( $4-6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ) et de  $k_v$  ( $10^{-8} \text{ m/s}$ ) obtenus sur les sédiments du Golfe de Guinée sont typiques des sédiments mous à porosité élevée.

La compressibilité des sédiments étudiés a été analysée dans le cadre conceptuel proposé par *Cotecchia et Chandler* (2000) pour les sols naturels et structurés. La surconsolidation des sédiments du Golfe de Guinée n'est pas d'origine mécanique ou géologique (glissement de terrain) mais due à un effet de structure développée lors des processus sédimentaires ou post-sédimentaires. Cette structure est partiellement détruite lorsque l'on conduit un essai oedométrique au-delà de limite d'écoulement plastique initiale et bien sûr lorsque le matériau est remanié ou qu'on le reconstitue. Cette étude confirme l'importance du terme de sensibilité  $S_t$  comme facteur de caractérisation de la structure du sol.

Des analyses de microscopie électronique à balayage et de porosimétrie au mercure ont été effectuées sur des échantillons des sols naturels à plusieurs profondeurs, ainsi que des échantillons intacts et reconstitués consolidés à différents niveaux de contrainte effective dans une cellule oedométrique. Les photos du MEB ont montré que la structure des sols de différentes profondeurs du site BB est bien ouverte, de type château de cartes, avec des pores intra-agrégats et inter-agrégats. L'effet de bioturbation éventuelle sur les sédiments dans la couche surconsolidée n'est pas clairement observé par cette approche, probablement à cause de la taille des échantillons observés. Les mesures de porosimétrie et les observations au MEB ont été effectuées sur deux types des sols, naturels et reconstitués; elles ont été analysées et comparées. Cette phase de l'étude a relevé que le chargement mécanique affecte toutes les familles de pores inter-agrégats en diminuant le rayon d'accès moyen. Ce mécanisme est différent de celui observé pour des argiles sensibles du Canada, qui se produit par un écrasement progressif partant des plus gros pores aux plus petits. En comparant les résultats obtenus à des données comparables obtenues sur des smectites pures, un mécanisme de resserrement global de la porosité ouverte (inter-agrégats) avec regroupement des particules de smectites semble envisageable.

Le comportement mécanique des sédiments du Golfe de Guinée a été étudié par une série d'essais triaxiaux sur une carotte du site BB, prélevée à une profondeur de 17-18 m. Les essais ont été effectués sur des sols naturels et reconstitués, en mode drainé et non drainé. La reconsolidation sous contraintes plus élevées que celle du sol en place (SHANSEP) fait chuter la résistance au pic du sol, en déstructurant le sol et en détruisant des liaisons inter-agrégats. Il est fortement recommandé de ne pas réaliser les essais au laboratoire (DSS, CAUc, CAUe) par une reconsolidation des échantillons aux contraintes plus fortes que celles du sol en place.

Les essais non drainés montrent que les modules de rigidité ( $E_u$  et  $G_u$ ) et la résistance au pic du sol du Golfe de Guinée dépendent de la vitesse de cisaillement. Les états ultimes après les essais non drainés sur les sols reconsolidés aux contraintes in-situ ont indiqué des valeurs d'angle de frottement effectifs  $\phi'$  en compression ( $33-43.8^\circ$ ) et en extension ( $28.8-36.4^\circ$ ). La résistance au cisaillement du sol est aussi plus élevée en compression qu'en extension.

Les essais drainés effectués sur plusieurs chemins de contrainte radiaux avec une vitesse de chargement très lente permettent d'étudier le comportement élasto - plastique du sol. La surface de charge initiale du sol a été tracée précisément à l'aide d'essais drainés. Cette surface est également surface limite des essais non drainés. Elle est comparable aux surfaces observées sur de nombreux sols mous structurés, et ne présente pas de symétrie particulière par rapport aux axes isotrope et  $K_0$ . Les chemins de contraintes non drainés ont tendance à rester sur cette surface ou à venir à l'intérieur. En revanche, les essais drainés mobilisent la surface de charge avec diminution plastique de l'indice des vides. Le comportement aux grandes déformations est en général très mou, mais la courbe contrainte – déformation est presque linéaire. La surface d'état limite dans le plan normalisé avec la contrainte équivalente  $p^*_e$  des sols naturels peut être définie par la limite de la zone que tous les chemins de contrainte drainés ou non drainés ne peuvent pas dépasser. Dès que le chemin de contrainte s'approche cette surface, il revient vers l'intérieur avec une diminution de l'indice des vides. Les essais montrent clairement la diminution de la taille de la surface d'état limite avec la compression du sol vers l'état ultime, correspondant à une diminution du niveau de structure de sol.

## 2. PERSPECTIVES

Plusieurs pistes ont été relevées afin de tenter d'expliquer la présence de la couche indurée en surface (effet physico chimique, effet de bioturbation et de la vitesse de sédimentation, datation). Une étude plus approfondie sur la façon dont ces effets modifient la nature du sol et affectent la résistance de cisaillement du sol peut apporter des éléments nécessaires. Il conviendrait d'expliquer ensuite pourquoi, dans cette couche, la résistance du sol augmente puis se réduit de façon quasi linéaire.

L'application du concept développé par *Cotecchia et Chandler* (2000) a fourni des éléments clés pour expliquer plusieurs aspects du comportement mécanique du sol naturel du Golfe de Guinée (effet de structure, compressibilité, déstructuration, sensibilité). Il serait intéressant de tester les modèles mécaniques développés récemment pour les sols naturels, par exemple le modèle de *Rouainia et Wood* (2000), le modèle de *Baudet et Stallebrass* (2004) ou le modèle de *Koskinen et al.* (2002)... sur ces sols dont le comportement mécanique est caractérisé par un effet de structure.



## BIBLIOGRAPHIE

**Al-Khafaji, Z.A., Young, A.G., DeGroot, W. & Humphrey, G.D. (2003).** Geotechnical Properties of the Sigsbee Escarpment from Deep Soil Borings. *Offshore Technology Conf., Houston, OTC paper 15158*.

**Al-Tabbaa, A. & Wood, D. M. (1989).** An experimentally based bubble model for clay. *Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Symp. on Numerical models in geomechanics, Niagara Falls*, 91–99.

**Amorosi, A. & Rampello, S. (1998).** The influence of natural soil structure on the mechanical behaviour of a stiff clay. *Proc. Int. Symp. Geotech. Hard Soils – Soft Rocks, Naples 1*, 395–402.

**Amorosi, A. & Rampello, S. (2007).** An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay. *Géotechnique 57, No. 2*, 153–166.

**Andersen, K.H., Murff, J.D., Randolph, M.F., Cluckey, E.C., Erbrich, C.T., Jostad H.P., Hansen B., Aubeny, C., Sharma, P. & Supachawarote, C. (2005).** Suction anchors for deepwater applications. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds)*.

**Atkinson, J. H. & Bransby, P. L. (1978).** The Mechanics of Soils, An Introduction to Critical State Soil Mechanics. *McGraw-Hill, London*.

**Atkinson, J.H., Richardson D. & Stallebrass S.E. (1990).** Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Géotechnique 40, No. 4*, 531-540.

**Atkinson, J.H. & Salfors G. (1991).** Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests. *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Vol. 3*, pp. 915-956.

**Balasubramanian, A.S. (1969).** Some factor influencing the stress-strain behaviour of clay. *Ph.D thesis, University of Cambridge*.

**Balasubramanian, A.S. (1974).** A critical study of the uniqueness of the state boundary surface for saturated kaolin. *Geotech. Engng, 5, No. 1*, 21-38.

**Baudet B.A. (2001).** Modelling effects of structure in soft natural clays. *PhD thesis, City University, London*.

**Baudet, B.A. & Ho, E.W.L. (2004).** On the behaviour of deep-ocean sediments. *Géotechnique* 54, No. 9, 571-580.

**Baudet, B.A. & Stellabrass, S.E. (2004).** A constitutive model for structured clays. *Géotechnique* 54, No. 4, 269-278.

**Benmokrane, B., Ballivy, G., Lefebvre, G., Lebihan, J.P. & Locat, J. (1993).** Résistance au cisaillement sous faible consolidation et structuration des argiles marines. *Revue Française Géotechnique*, 64, 31-43.

**Bennett, R. H. (1976).** Clay fabric and geotechnical properties of selected submarine sediment cores from the Mississippi delta. *Ph.D. Thesis, Texas A&M University*.

**Bennett, R.H., O'Brien, N.R. & Hulbert, M.H. (1991).** Determinants of clay and shale microfabric signatures: processes and mechanisms. In *Microstructure of Fine grained sediments from mud to shale. Frontiers in sedimentary Geology. Springer-Verlag*.

**Berger, W.H., Ekdale, A.A. & Bryant, P.F. (1979).** Selective preservation of burrows in deep sea carbonates. *Marine Geology*, 32, 205-230.

**Berner, R.A. (1980).** Early diagenesis. *Princeton Edition*.

**Bishop, A.W. & Wesley, L.D. (1975).** A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Géotechnique*, 25, No.4, 657-670.

**Bjerrum, L. (1967).** The seventh Rankine Lecture. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 17, No. 2, 81-118.

**Bjerrum, L. (1973).** Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). *Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Engng, Moscow*, 3, 111-159.

**Blewett, J., McCarter, W.J., Chrisp, T.M. & Starrs, G. (2003).** An experimental study on ionic migration through saturated kaolin. *Eng. Geology*, 70, 281-291.

**Bolt, G.H. (1956).** Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Géotechnique*, 6 (2), 86-93.

**Borel, D., Puech, A., Dendani, H. & De Ruijter, M. (2002).** High quality sampling for deep water geotechnical engineering: the STACOR experience. *Ultra Deep Engineering and Technology (UDET), Brest, France, 18-20 June 2002*.

**Borel, D., Puech, A., Dendani, H. & Colliat, J.L. (2005).** Deep water geotechnical site investigation practice in Gulf of Guinea. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds)*.

**Brigg, K.B., Richardson, M.D. & Young, D.K. (1985).** Variability in geoacoustic and related properties of surface sediments from the Venezuela basin, Caribbean sea. *Marine Geology*, 68, 73-106.

**Burland, J.B. (1990).** On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40 (3), 329-378.

**Burland, J. B., Rampello, S., Georgiannou, V.N. & Calabresi, G. (1996).** A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique*, 46, No.3, 491-514.

**Callisto, L. & Calabresi, G. (1998).** Mechanical behaviour of a natural soft clay. *Géotechnique* 48, No. 4, 495–513.

**Callisto, L. & Rampello, S. (2004).** An interpretation of structural degradation for three natural clays. *Can. Geotech. J.*, Vol.41, 392-407.

**Cathie, D.N., Jaueck, C., Ballard, J-C. & Wintgens, J.-F. (2005).** Pipelines geotechnics state of the art. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds)*.

**Chapman, D.L (1913).** *Phil.Mag.*, 6, 25, 475.

**Chester, R. (1999).** Marine Geochemistry. *Blackwell, Oxford, UK*.

**Clayton, C.R.I. & Heymann, G. (2001).** Stiffness of geomaterials at very small strains. *Géotechnique*, Vol. 51, No. 3, 245-255.

**Cluckey, E. C., Templeton, J.S., Randolph, M.F. & Phillips, R.A. (2004).** Suction caisson response under sustained loop current loads. *Proc. OTC paper 16843*.

**Cochonat, P., Damy, G., Leduc, B., Meunier, J., Hermegnies, F., & Floury, L. (1990).** Mesures géotechniques par grand fond. *Colloque ISM 90, Toulon, 1991*.

**Colliat, J-L., Dendani, H. & Schroeder, K. (2007).** Installation of suction piles at deepwater sites in Angola. *Proc. of the 6<sup>th</sup> International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference, London*.

**Collins, K. & McGown, A. (1974).** The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24 (2), 223-254.



**Cotecchia, F. (1996).** The effects of structure on the properties of an Italian Pleistocene clay. *PhD thesis, University of London.*

**Cotecchia, F. & Chandler, R.J. (1997).** The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. *Géotechnique* 47, No. 3, 523-544.

**Cotecchia, F. & Chandler, R.J. (2000).** A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* 50, No. 4, 431-447.

**Cotecchia, F., Cafaro, F. & Aresta, B. (2007).** Structure and mechanical response of sub-Apennine Blue Clays in relation to their geological and recent loading history. *Géotechnique* 57, No. 2, 167–180.

**Darve, F. (1987).** Manuel de rhéologie des géomatériaux. *Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.*

**De Gennaro, V., Delage, P. & De Laure, E. (2004).** Comportement des sols marins grande profondeur. *Rapport d'étude. CLAROM.*

**De Gennaro, V., Delage, P. & Puech, A. (2005).** On the compressibility of deepwater sediments of the Gulf of Guinea. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds).*

**Delage, P., Tessier, D. & Marcel-Audiguier, M. (1982).** Use of the Cryoscan apparatus for observation of freeze-fractured planes of a sensitive Quebec clay in scanning electron microscopy. *Can. Geotech. J.*, 19, 111-114.

**Delage, P. & Pellerin F.M. (1984).** Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec. *Clay Minerals*, 19, 151-160.

**Delage, P. & Cui, Y.-J. (2000).** L'eau dans les sols non saturés. *Collection Techniques de l'Ingénieur, traité Construction : C 301-1 - C 301-20.*

**Delage, P. & Lefebvre, G. (1984).** Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Can. Geotech. J.*, 21, 21-35.

**Delage, P. & Lebihan, J.-P. (1986).** Microstructure et compressibilité d'argiles molles sensibles de l'Est canadien. *C.R. Académie des Sciences de Paris, t. 303, série II, 19, 1697 - 1702.*

**Delage, P., Marcial, D., Cui, Y. J. & Ruiz, X. (2006).** Ageing effects in a compacted bentonite: a microstructure approach. *Géotechnique* 56, No. 5, 291–304.

**Delage, P., De Gennaro, V. & Nauroy, J-F. (2007).** Communication personnelle.

**Dendani, H. (2003).** Suction anchors : some critical aspects for their design and installation in clayey soils. *Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, Texas.*

- Dendani, H. (2005).** Présentation des travaux du projet CLAROM "Mécanique des sols marins grande profondeur".
- Dendani, H. & Jaeck, C. (2007).** Pipe soil interaction in soft clays. *Offshore Mediterranean Conference*.
- Deng, W. & Carter, J.P. (2000).** A theoretical Study of the Vertical Uplift Capacity of Suction Caissons. *ISOPE 2000*.
- Diamond, S. (1970).** Pore size distribution in clays. *Clays & Clay Miner.* 18, 7–23.
- Diamond, S. (1971).** Microstructure and pore structure of impact compacted clays. *Clays & Clay Miner.* 19, No. 4, 239–241.
- Di Maio, C. (1996).** Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects. *Géotechnique* 46 (4), 695-707.
- Di Maio, C., Santoli, L. & Schiavone, P. (2004).** Volume change behaviour of clay: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. *Mechanics of Materials*, 36, 435-451.
- Ekdale, A.A. & Mason, T.R. (1988).** Characteristic trace-fossil associations in oxygen-poor sedimentary environments. *Geology*, 16, 720–723.
- Ehlers, C. J., Chen, J., Roberts, H. H., & Lee, Y. C. (2005).** The Origin of Near-Seafloor “Crust Zones” in Deepwater. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds)*.
- Fagel, N. (2004).** Chimie des eaux interstitielles. *Cours en ligne. Université de Liège*.
- Favre, J.-L. & Hattab, M. (2006).** Propriétés des argiles marines de grande profondeur. *Revue Français de Géotechnique* N° 116, 3-13.
- Flavigny, E. & Thanh, N. (2005).** Etude et essais de comportement d’argile de grands fonds marins. *Rapport d’étude. CLAROM*.
- Fleming, K., Johnston, P., Zwartz, D., Yokoyama, Y., Lambeck, K. & Chappell, J. (1998).** Refining the eustatic sea-level curve since the Last Glacial Maximum using far and intermediate field sites. *Earth and Planetary Science Letters*, 163 (1-4), 327-342.
- Foucault A. et Raoult J.F. (2001).** Dictionnaire de géologie. *Edition Dunod, p 163*.

**Gajo, A., Loret, B. & Hueckel, T. (2002).** Electro-chemo-mechanical couplings in saturated porous media : elastic-plastic behaviour of heteroionic expansive clays. *Int. J. of Solids and Structures*, 39, 4327-4362.

**Gasparre, A., Nishimura, S., Coop, M. R. & Jardine, R. J. (2007).** The influence of structure on the behaviour of London Clay. *Géotechnique*, 57, No. 1, 19–31

**Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N. A., Coop, M. R. & Jardine, R. J. (2007).** The stiffness of natural London Clay. *Géotechnique*, 57, No. 1, 33–47.

**Gay, A. (2002).** Les marqueurs géologiques de la migration et de l'expulsion des fluides sédimentaires sur le plancher des marges passives matures. Exemples dans le bassin du Congo. *Thèse de Doctorat de l'Université de Lille I*.

**Gens, A. (1982).** Stress–strain and strength characteristics of a low plasticity clay. *PhD thesis, University of London*.

**Gens, A. (1985).** The state boundary surface for soils not obeying Rendulic's principle. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. and Fdn. Engng, San Francisco*, 2, 473-476.

**Gens, A. & Nova, R. (1993).** Conceptual bases for a constitutive model for bonded soil and weak rocks. *Proceedings of the international conference on hard soils—soft rocks, Athens*, 483–494.

**Giresse, P., Bongo-Passi, G., Delibrias, G. & Duplessy, J.-C. (1982)** La lithostratigraphie des sédiments hémipélagiques du delta profond du fleuve Congo et ses indications sur les paléoclimats de la fin du Quaternaire. *Bull. Soc. Géol. France (1982) (7) t. XXIV, No. 4*, 803-815.

**Gouy, G. (1910).** *J.Phys.* 4, 9, 457 (1910)

**Graham, J., Crooks, J. H. A. & Bell, A.L. (1983).** Time effects on the stress-strain behaviour of natural clays. *Géotechnique*, 33, No. 2, 327-340.

**Graham, J. & Li, E.C.C. (1985).** Comparison of natural and remoulded plastic clay. *J. Geotech. Engng. Div., Am. Soc. Civ. Engrs*, 111, 865-881.

**Graham, J., Crooks, J. H. A. & Lau, S. L. K. (1988).** Yield envelopes: identification and geometric properties. *Géotechnique*, 38, No. 1, 125–134.

**Haeckel, M., Konig, I., Riech, V., Weber, M.E. & Suess, E. (2001).** Pore water profiles and numerical modelling of biogeochemical processes in Peru basin deep-sea sediments. *Deep-Sea Research II*, 48, 3713-3736.

**Hance, J.J. (2003).** Development of a database and assessment of seafloor slope stability based on published literature. In Wright, S.G., *Project report prepared for the minerals management service under the MMS/OTRC Cooperative research agreement. Task order 18217, MMS project 421.*

**Hantzschel, W. (1975).** Trace fossils and problimatica. In *Treatise on invertebrate paleontology, pt. W, Miscellanea*, R.C. Moore (ed.). Lawrence, Kan.: Geological Society of America and University of Kansas Press.

**Hattab, M. & Favre, J.-L. (2005).** Propriétés des sédiments marins « grande profondeur ». *Rapport d'étude. CLAROM.*

**Hénaut, I. & Brucy, F. (2001).** Description rhéologique des bruts paraffiniques gélifiés. *36<sup>e</sup> colloque annuel du GFR.*

**Hénaut, I., Pons, E., Bemer, E. & Nauroy, J-F. (2003).** Caractérisation rhéologique des sols marins grande profondeur. *38<sup>e</sup> colloque annuel du GFR.*

**Hénaut, I., Le, M.H., Nauroy, J.-F. & Delage, P. (2006).** Modèle de thixotropie appliqué à une suspension naturelle d'argiles. *41<sup>e</sup> colloque annuel du GFR.*

**Henkel, D. J. (1960).** The Relationships between the Effective Stresses and Water Content in Saturated Clays. *Géotechnique*, 10, 41 – 54.

**Hight, D.W., Bond, A.J., & Legge, J.D. (1992).** Characterization of the Bothkennar clay: an overview. *Géotechnique*, 42, No. 2, 303-347.

**Hight, D.W. (1983).** Laboratory investigations on sea bed clays. *PhD thesis. University of London.*

**Hight, D. W., Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N. A., Jardine, R. J. & Coop, M. R. (2007).** Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport. *Géotechnique* 57, No. 1, 3–18.

**Honganen, C. (1999).** Long coring in deep water for seabed research, geohazard studies and geotechnical investigations. *Offshore Technology Conference, Houston, Tx, OTC paper 10 923.*

**Horvslev, M.J. (1937).** Über die Festigkeitseigenschaften Gestorter Bindiger Boden. Danmarks Naturvidenskabelige Samfund. *Ingeniorvidenskabelige Skrifter, A, No 45.*

**Houska, M. (1981).** Engineering aspects of the rheology of thixotropic liquids. *PhD Thesis, Czech Technical university of Prague-C VUT.*

**Howard, J.D. (1975).** The sedimentological significance of trace fossils. In *"The study of trace fossils"*. R.W. Frey (ed.). Berlin Springer.

**Jaky, J. (1944).** The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Architects and Engrs*, 78, No. 22, 355-358.

**Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. & Lancellotta, R. (1985).** New developments in field and laboratory testing of soils. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, San Francisco* 2, 57-153.

**Jardine, R. J. (1985).** Investigations of pile-soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures. *PhD thesis, University of London*.

**Jardine, R.J. (1992).** Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, 111-124.

**Jeanjean, P., Andersen, K.H., & Kalsness, B. (1998).** Soil Parameters for Design of Suction Caissons for Gulf of Mexico Deepwater Clays. *Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, Texas*.

**Jeanjean, P., Hill, A.W. & Taylor, S.L. (2003).** The Challenges of Siting Facilities along the Sigsbee Escarpment in the Southern Green Canyon Area of the Gulf of Mexico: Framework for Integrated Studies. *Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, Texas*.

**Joseph, P. (2006).** Communication personnelle.

**Kavvasdas, M. & Amorosi, A. (2000).** A constitutive model for structured soils. *Géotechnique* 50, No. 3, 263-273.

**Kay, S., Goedemoed, S.S. & Vermeijden, C.A. (2005).** Influence of salinity on soil properties. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds)*.

**Koskinen, M., Karstunen, M. & Wheeler, S.J. (2002).** Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay. In P. Mestat (ed.), *Proc. 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), Paris: 11-20. Presses de l'ENPC*.

**Lacasse, S., Berre, T. & Lefebvre, G. (1985).** Block sampling of sensitive clays. *Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf on SoilMech., San Francisco*, 2, 887-892.

**Ladd, C.C. & Foott, R. (1974).** New Design Procedure for Stability of Soft Clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. 7*, 767-787.

**Ladd, C.C. & DeGroot, D.G. (2003).** Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture. *12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA USA*.

**Lagioia, R. & Nova, R. (1995).** An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. *Géotechnique* 45, No. 4, 633–648.

**Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1969).** Soil mechanics, SI version. *J. Wiley et Sons Edition*.

**Le, M-H., Nauroy, J-F., Flavigny, E., Thanh, N., Colliat, J-L., De Gennaro, V., Delage, P., Puech, A. & Meunier, J. (2008).** Characterization of Soft Deepwater West Africa clays: SHANSEP Testing is not Recommended for Sensitive Structured Clays. *Proceedings of Offshore Technology Conference, Houston, Texas* (à paraître).

**Lefebvre, G., Ladd, C.C., Mesri, G., & Tavenas, F. (1983).** "Report of the testing committee." *Committee of Specialists on Sensitive Clays on the NBR Complex, SEBJ, Montreal, Annexe I*.

**Lemaitre, J. & Chaboche, J.-L. (1993).** Mécanique des matériaux solides. 2<sup>e</sup> édition. *Dunod, Paris*.

**Leroueil, S., Tavenas, F., Brucy, F., La Rochelle, P. & Roy, M. (1979).** Behaviour of destructured natural clays. *Proc. ASCE* 105, No. GT6, 759–778.

**Leroueil, S., Samson, L. & Bozonuk, M. (1983).** Laboratory and field determination of preconsolidation pressures at Gloucester. *Can. Geotech. J.*, 20, 477-490.

**Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. (1985).** Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clay. *Géotechnique*, 35, No. 2, 159-180.

**Leroueil, S., Magnan, J.P. & Tavenas, F. (1985).** Remblais sur argiles molles. *Technique et Documentation (Lavoisier)*.

**Leroueil, S. & Vaughan, P.R. (1990).** The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, 40 (3), 467-488.

**Leroueil, S. (2001).** Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *39th Rankine Lecture, Géotechnique*, 51 (3) : 197-243.

**Leroueil, S. & Hight, D.W. (2003).** Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. *In Characterization and engineering properties of natural soils. Edited by T.S. Tan et al. Swets & Zeitlinger, Lisse, The Netherlands*. 29–254.

**Levin, L. A., Gage, J.D., Martin, C. & Lamont, P.A. (2000).** Macrobenthic community structure within and beneath the oxygen minimum zone, NW Arabian Sea. *Deep-Sea Research, Part II* 47, 189–226.

**Levin, L.A. (2003).** Oxygen Minimum zone benthos adaptation and community response to hypoxia. *Oceanography & Marine biology : an annual review* 2003, 41, 1-45.

- Lidholm, R. (1987).** A practical approach to Sedimentology. *Allen & Unwin, London*.
- Liu, M.D. & Carter, J.P. (2000).** Modelling the destructuring of soils during virgin compression. *Géotechnique*, 50, No. 4, 479-483.
- Locat, J. & Lee, H. (1998).** The Role of Bioturbation and Rapid Sedimentation in Shear Strength Development: Comparison Between the Eel River Margin (California) and Saguenay Fjord (Québec) sediments. *Rapport d'étude. (Poster disponible sur le site: <http://www.saguenay.ggl.ulaval.ca/publications2.html>)*
- Locat, J. & Demers, D. (1988).** Viscosity, yield stress, remolded strength, and liquidity index relationships for sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, vol.25, 799-806.
- Locat, J., Lee, H., Kayen, R. Israel, K., Savoie, M.-C. & Boulanger, E. (2002).** Shear strength development with burial in Eel River margin slope sediments. *Marine Georesources et Geotechnology*, 20, 11-135.
- Loret, B., Hueckel, T. & Gajo, A. (2002).** Chemo-mechanical coupling in saturated porous media : elastic-plastic behaviour of homoionic expansive clays. *Int. J. of Solids and Structures*, 39, 2773-2806.
- Lowemark, L. & Werner, F. (2001).** Dating error in high resolution stratigraphy : a detailed X-ray radiograph and AMS-14C study of Zoophycos burrows. *Marine Geology*, 177, 191-198.
- Lowemark, L., Schonfeld, J., Werner, F. & Schafer, P. (2004).** Trace fossils as a paleoceanographic tool: evidence from late Quaternary sediments of the southwestern Iberian margin. *Marine Geology*, 204, 27-41.
- Lunne, T., Berre, T. & Strandvik, S. (1998).** Sample disturbance effects in deep water soil investigations. *International Conference on Offshore Site Investigations and Foundation Behaviour, S.U.T., London*, 199-220.
- Lunne, T. & Powell, D. (1992).** Recent developements in situ testing in Offshore soil investigations. *Conference on Offshore Soil investigations and Foundations engineering, London*.
- Magnan, J.P., Shahanguian, S. & Jossaume, H. (1982).** Etude en laboratoire des états limites d'une argiile molle organique. *Revue Française de Géotechnique*, No 20, 13-18.
- Magnan, J-P. & Youssefian, G., (1989).** Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No. 159.
- Marcial, D., Delage, P. & Cui, Y.J. (2002).** On the high stress compression of bentonites. *Can. Geotech. J.*, 39, 812-820.

- Mathew, P.K. & Narasimha Rao, S. (1997).** Influence of cations on compressibility behaviour of a marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 11, 1071-1073.
- Maurice, F. & Locat, J. (1999).** Effets de la bioturbation sur les caractéristiques géotechniques de la couche de 1996 dans la Baie des Ha! Ha! et dans le Bras Nord, fjord du Saguenay (Québec, Canada). *Congrès CMOS, Montréal, 1999*.
- Meadows, A. & Meadows, P.S. (1994).** Bioturbation in deep sea sediments. *Journal of the Geological Society, London, Vol. 151*, 361-375.
- Meunier, J. (2006).** Communication personnelle.
- Meunier, J. & Nauroy, J.-F. (2005).** Rapport final du projet "Sols marins grande profondeur M7510/02". *CLAROM*.
- Meunier, J. & Nauroy, J.-F. (2007).** Rapport d'avancement du projet "Sols marins grande profondeur Phase 2". *CLAROM*.
- Mesri, G. & Godlewski, P.M. (1977).** Time and stress compressibility interrelationship. *J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.* 103, GT5, 417-430.
- Messerklinger, S. (2006).** Non-linearity and small strain behaviour in lacustrine clay. *PhD thesis, ETH Zurich*.
- Migniot, C. (1989).** Tassement et rhéologie des vases. *Deuxième partie, La Houille Blanche, No.2*, 95-111.
- Milne, G.A., Antony, J. L. & Sophie, E. B. (2005).** Modelling Holocene relative sea-level observations from the Caribbean and South America. *Quaternary Science Reviews*, 24 (10-11), 1183-1202.
- Mitchell, J.K. (1993).** Fundamentals of soil behavior. *J. Wiley et Sons Ed., 2<sup>nd</sup> edition*.
- Montargès, R. (1993).** Mers profondes. *Rapport d'étude de l'IFP*.
- Nauroy, J.F., Hénaut, I., Meunier, J., Puech, A. & Dendani, H. (2004).** Caractéristiques physiques et mécaniques des sols marins grande profondeur. *Journées AUM-AFM, Brest*.
- Nauroy, J-F., Henaut, I., Le, M-H., Palix, E. & Puech, A. (2007).** Thixotropie des sols marins grands fonds. *Rapport interne d'IFP*.
- Ohtsubo, M., Egashira, K. & Kashima, K. (1995).** Depositional and post-depositional geochemistry, and its correlation with the geotechnical properties of marine clays in Ariake Bay, Japan. *Géotechnique*, 45 (3), 509-523.



**Ohtsubo, M., Egashira, K., Koumoto, T. & Bergado, D.T. (2000).** Mineralogy and chemistry, and their correlation with the geotechnical index properties of Bangkok clay: comparison with Ariake clay. *Soils and Foundations*, 40 (1) , 11-21.

**Orozco, M., Foray, P. & Nauroy, J-F. (2006).** Pipe-Soil Horizontal Dynamic Stiffness in Soft Soils. *The 17<sup>th</sup> Intl. Offshore and Polar Engng. Conference and Exhibition, Lisbon*.

**Perret, D., Locat, J. & Leroueil, S. (1995).** Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay Fjord, Quebec. *Can. Geotech. J.*, 32 , 247-262.

**Pickles, A.R. (1989).** The application of critical state soil mechanics to predict ground deformations below an embankment constructed on soft alluvium. *Ph.D thesis, City University, London*.

**Pitel, J. (2007).** Principes généraux du diapirisme application aux champs d'Usan offshore Nigeria. *Rapport de stage, ENSG Nancy*.

**Pons, E. (2003).** Propriétés physiques et mécaniques des sols marins d'offshore profond. *Rapport de Projet de Fin d'Etudes à l'IFP, ENSHMG-INPG Grenoble*.

**Puech, A., Suchon, E., Lombrad, M. & Borel, D. (2004).** Caractérisation des sols marins grands fonds. *Rapport d'étude de Fugro. CLAROM*.

**Puech, A., Colliat, J.-L., Nauroy, J.-F. & Meunier, J. (2005).** Some geotechnical specificities of Gulf of Guinea deepwater sediments. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds)*.

**Quéméneur, P. (1996).** Caractérisation géotechnique en zone d'offshore profond et analyse régionale de la stabilité des pentes. *Thèse INPL, Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy*.

**Quiros, G.W., Young, A.G., Pelletier, J.H. & Chan, J. H-C. (1983).** Shear Strength Interpretation of Gulf of Mexico Clays. *Geotechnical Practice in Offshore Engineering, ASCE, Austin, Texas, 144-165*.

**Quirós, G.W., Little, R. L. & Garmon, S. (2000).** A Normalized Soil Parameter Procedure for Evaluating In-Situ Undrained Shear Strength. *Proc. Offshore Technology Conference, Houston, OTC Paper 12090*.

**Quirós, G.W. & Little, R.L. (2003).** Deepwater soil properties and their impact on the geotechnical program. *Proc. Offshore Technology Conf., Houston, OTC Paper 15262*.

**Rabineau, M. (2001).** Un modèle géométrique et stratigraphique des séquences de dépôts quaternaires sur la marge du Golfe du Lion : Enregistrement des cycles climatiques de 100000 ans. *Thèse de l'Université de Rennes I*.

**Randolph, M.F., Hefer, P.A., Geise, J.M. & Watson, P.G. (1998).** Improved seabed strength profiling using T-bar penetrometer. *Proc Int. Conf. Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour - "New Frontiers", Society for Underwater Technology, London*, 221-235.

**Rebours, B. (2004).** Minéralogie des sols de Golfe de Guinée. *Présentation des travaux d'étude. CLAROM*.

**Rendulic, L. (1936).** Relationship between voids ratio and effective principal stress for a remoulded silty clay. *Proc. 1<sup>st</sup> Intl. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Cambridge, Mass.*, 3, 48-51.

**Richardson, M.D., Briggs, K. B. & Young, D. K. (1985).** Effects of biological activity by abyssal benthic macroinvertebrates on a sedimentary structure in the Venezuela Basin. *Marine Geology*, 68, 243-267.

**Rohrlich, V., Wiseman, G. & Komornik, A. (1995).** Overconsolidated clays from the Israeli Mediterranean coast and inner shore. *Eng. Geology*, 39, 87-94.

**Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1958).** On the Yielding of Soils. *Géotechnique*, 8, 22– 53.

**Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Thurairajah, A. (1963).** Yielding of Clays in States Wetter than Critical. *Géotechnique*, 13, 211 – 240.

**Roscoe, K. H. & Schofield, A. N. (1963).** Mechanical behaviour of an idealised 'wet' clay. *Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Wiesbaden 1*, 47–54.

**Roscoe, K. H. & Poorooshasb, H.B. (1963).** A theoretical and experimental study of strain in triaxial compression tests on normally consolidated soils. *Géotechnique*, 13, No. 1, 12-38.

**Roscoe, K. H. & Burland, J. B. (1968).** On the generalized stress–strain behaviour of wet clay. In *Engineering plasticity (eds J. Heymann and F. A. Leckie)*, 535–609. Cambridge, Cambridge University Press.

**Rouainia, M. & Wood, D.M. (2000).** A kinematic hardening constitutive model for natural clays with loss of structure. *Géotechnique*, 50, No. 2, 153–164.

**Santamarina, J.C., Klein, K.A., Wang, Y.H. & Prencke, E. (2002).** Specific surface: determination and relevance. *Can. Géotech. J.*, 39, 233-241.

**Saiyouri, N., Hicher, P. Y. & Tessier, D. (2000).** Microstructural approach and transfer water modelling in highly compacted unsaturated swelling clays. *Mech. Cohesive Frict. Mater.* 5, 41–60.

**Schulz, H.D. & Zabel, M. (2000).** Marine geochemistry. *Springer Edition*.

**Shahanguian, S. (1981).** Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. *Rapport de recherche LPC 106. Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.*

**Siebold, E. & Berger, W.H., (1982)** The Sea floor. "An introduction to Marine geology". *Springer-Verlag Edition.*

**Silva, A.J., Bryant, W.R., Young, A.G., Schultheiss, P., Dunlap, W.A., Sykora, G., Bean, D. & Honganen, C. (1999).** Long coring in deep water for seabed research , geohazard studies & geotechnical investigations. *Offshore Technology Conference, Houston, Tx, OTC paper 10923.*

**Silva, A., Baxter, C., Bryant, W., Bradshaw, A. & LaRosa, P. (2000).** Stress-strain behaviour and stress state of Gulf of Mexico clay in relation to slope processes. *Offshore Technology Conference, Houston, Tx, OTC paper 12 091.*

**Silva, A. J., LaRosa, P., Brausse, M., Baxter, C. D. & Bryant, W. R. (2001).** Stress states of marine sediments in plateau and basin slope areas of the northwestern Gulf of Mexico. *Offshore Technology Conference, Houston, Tx, OTC paper 13157.*

**Sitharam, T.G., Sivapullaiah, P.V. & Subba Rao, K.S. (1995).** Shrinkage behaviour of compacted unsaturated soils. *In Proc. 1st Conf. on Unsaturated Soils - UNSAT '95, vol. 1, Paris , 195-200.*

**Skempton, A. W. & Northey, R. D. (1952).** The sensitivity of clays. *Géotechnique, 3, 30-53.*

**Skempton, A. W. (1970).** The consolidation of clays by gravitational compaction. *Q. J. Geol. Soc. 125, 373-411.*

**Slowey, N., Bryant, W., Daniel A. Bean & Young, A. G. (2003).** Sedimentation in the Vicinity of the Sigsbee Escarpment during the Last 25,000 yrs. *Offshore Technology Conference, Houston, Tx, OTC paper 15159.*

**Smith, P.R., Jardine, R.J. & Hight, D.W. (1992).** The yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique, Vol. 42, No. 2, 257-274.*

**Smith, P.R. (1992).** The properties of high compressibility clay with special reference to construction on soft ground. *PhD thesis, University of London.*

**Smith, C.R., Levin, L.A., Hoover, D.J., McMurtry, G. & Gage, J.D. (2000).** Variations in bioturbation across the oxygen minimum zone in the northwest Arabian sea. *Deep-Sea Research, 47, 227-257.*

**Sridharan, A. & Jayadeva, M.S. (1982).** Double layer theory and compressibility of clays. *Géotechnique, 32 (2) , 133-144.*

**Stallebrass, S.E. (1990).** Modelling the effect of recent stress history on the deformation of overconsolidated soils. *PhD thesis, City University, London, UK.*

**Sultan, N., Cochonat, P., Dennielou, B., Bourillet, J.-F., Savoye, B. & Colliat, J.-L. (2000).** Surconsolidation apparente et pression osmotique dans un sédiment marin. *C. R. Acad. Sci. Paris, Sciences de la Terre et des planètes / Earth and Planetary Sciences*, 331, 379–386.

**Suzuki, K., Hanzawa, H. & Tang, Y. (1995).** Evaluation of compressibility of aged marine clay. In *Compression and Consolidation of Clayey Soils*, Yoshikuni & Kusakabe (eds), Balkema, Rotterdam.

**Tanaka, H. & Locat, J. (1999).** A microstructural investigation of Osaka Bay clay : the impact of microfossils on its mechanical behaviour. *Can. Geotech. J.*, 36, 493-508.

**Tanaka, H., Shiwakoti, D.R., Mishima, O., Watabe, Y. & Tanaka, M. (2001).** Comparison of mechanical behaviour of two overconsolidated clays: Yamashita and Louiseville clays. *Soils and Foundations*, 41 (4) , 73-87.

**Tavenas, F. & Leroueil, S. (1977).** Effects of stresses and time on yielding of clays. *Proc. 9<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng, Tokyo, 1*, 319-326.

**Tavenas, F. & Leroueil, S. (1985).** Discussion. *Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, San Francisco, 5*, 2693–2694.

**Tavenas, F. & Leroueil, S. (1987).** Laboratory and in-situ stress-strain-time behaviour of soft clays: A state of the art. *Int. Symp. Geotech. Engng Soft soils, Mexico, 1*-46.

**Tavenas, F., Des Rosiers, J. P., Leroueil, S., La Rochelle, P. & Roy, M. (1979).** The use of strain energy as a yield and creep criterion for lightly overconsolidated clays. *Géotechnique* 29, No. 3, 285–304.

**Terzaghi, K. (1941).** Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 28, No. 3, 211-231.

**Terzaghi, K. (1944).** Ends and means in Soil Mechanics. *Engng J. (Canada)* 27, 608-608.

**Tessier, D. & Berrier, J. (1978).** Observations d'argiles hydratées en microscopie électronique à balayage. Importance et choix de la technique de préparation. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Working Meeting on soil micromorphology, Granada.*

**Tessier, D. (1984).** Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. *Thèse de doctorat d'état, Institut National de la Recherche Agronomique (INRA), Versailles.*

**Tessier, D. (1990).** Matériaux argileux: Structure, Propriétés et Applications. (ed. A. Decarreau), Vol. 1, 387–445. Paris: Société Française de Minéralogie et Cristallographie.

**Thomas, F., Kongolo, M. & Lambert, P. (2004).** Etude minéralogique et morphologique de deux sols profonds. *Rapport d'étude. CLAROM.*

**Thomas, F., Rebours, B., Nauroy, J.-F. & Meunier, J. (2005).** Mineralogical characteristics of the Gulf of Guinea deep water sediments. *Frontiers in Offshore Geotechnique: ISFOG 2005- Gourvernec et Cassidy (eds).*

**Thomas, F., Puech, A., Nauroy, J.-F., Palix, E. & Meunier, J. (2007).** Specific identification test procedures for deepwater sediments of Gulf of Guinea. *Proceeding of the 6<sup>th</sup> International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference. Society for Underwater Technology, London.*

**Torrance, J.K. & Ohtsubo, M. (1995).** Ariake bay quick clays: a comparison with the general model. *Soils and Foundations, 35 (5) , 11-19.*

**Tran, N.L. (1977).** Un nouvel essai d'identification des sols: l'essai au bleu de méthylène. *Bull. Liaison LCPC, 88, 136-137.*

**Yin, J.H. (1999).** Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents. *Canadian Geotech. J., 36 , 1085-1095.*

**Young, A. G., Bryant, W. R., Slowey, N., Brand, J. R. & Gartner, S. (2003).** Age Dating of Past Slope Failures of the Sigsbee Escarpment within Atlantis and Mad Dog Developments. *Proceedings: Offshore Technology Conference, Houston, Texas.*

**Wheeler, S.J., Näätänen, A., Karstunen, M. & Lojander, M. (2003).** An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal, 40, 403-418.*

**Wheeler, S.J., Cudny, M., Neher, H.P. & Wiltafsky, C. (2003).** Some developments in constitutive modelling of soft clays. *Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice. Vermeer, Schweiger, Karstunen & Cudny (eds.).*

**Wood, D.M. (1990).** Soil behaviour and Critical state soil mechanics. *Cambridge University Press.*

**Wong, P.K.K. & Mitchell, R.J. (1975).** Yielding and plastic flow of sensitive cemented clay. *Géotechnique 25, No.4, 763-782.*

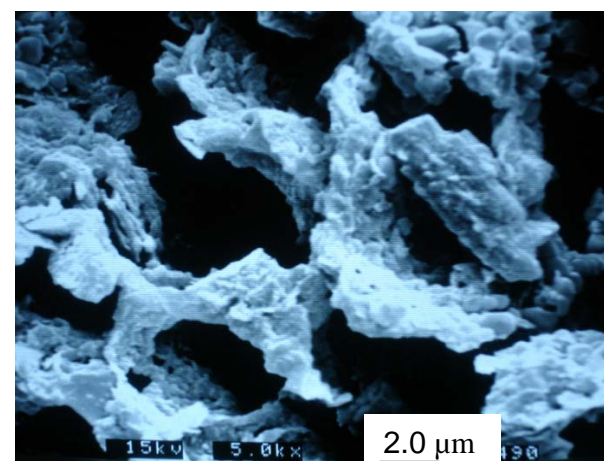
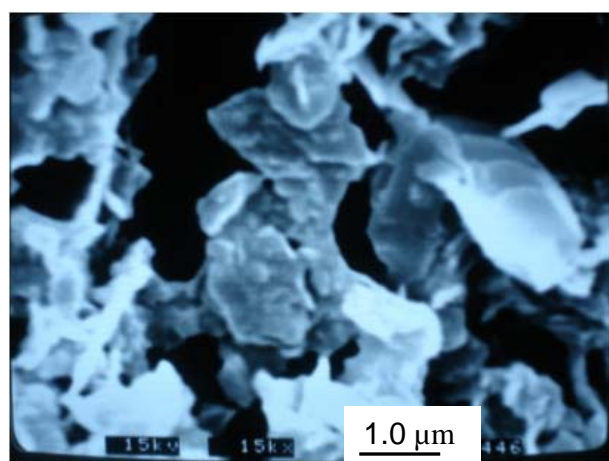
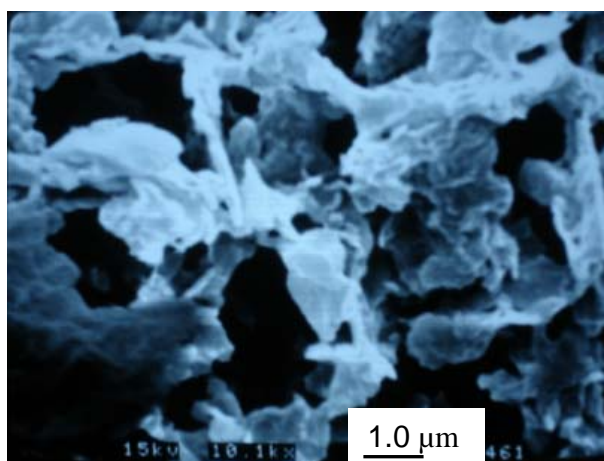
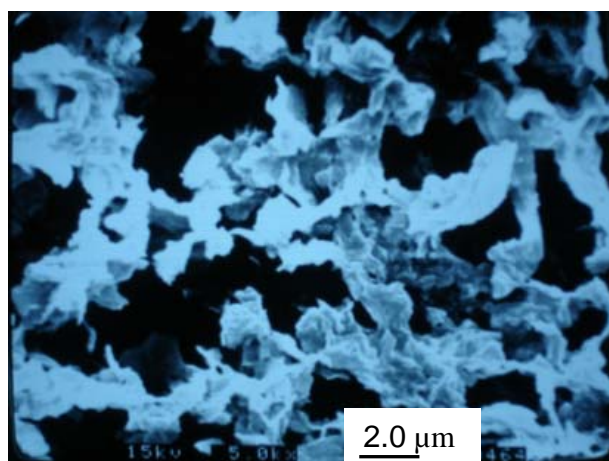
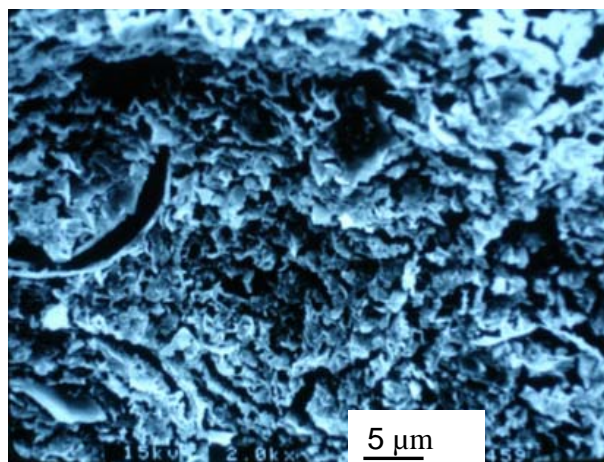
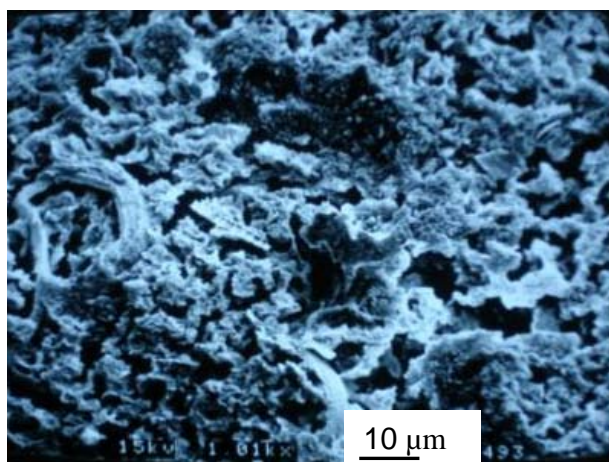
**Wroth, C.P. & Housby, G.T. (1985).** Soil mechanics-property characterization and analysis procedures. *Proc. 11<sup>th</sup> Conf. Soil Mech. and Fdn. Engng, San Francisco, 1, 1-55.*

## ANNEXE A : PHOTOS AU MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE

**Tableau 1 Programme des observations de la structure du sol au MEB**

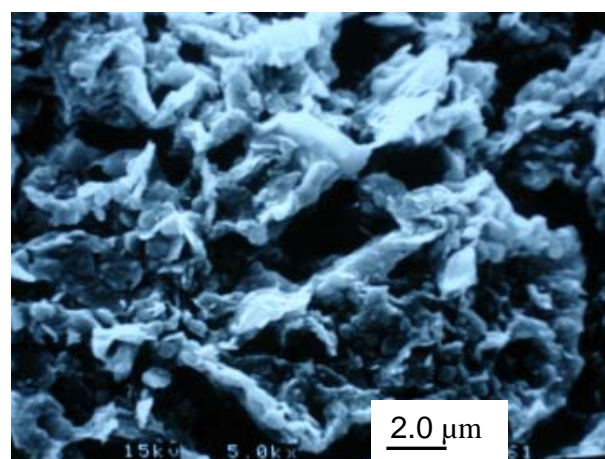
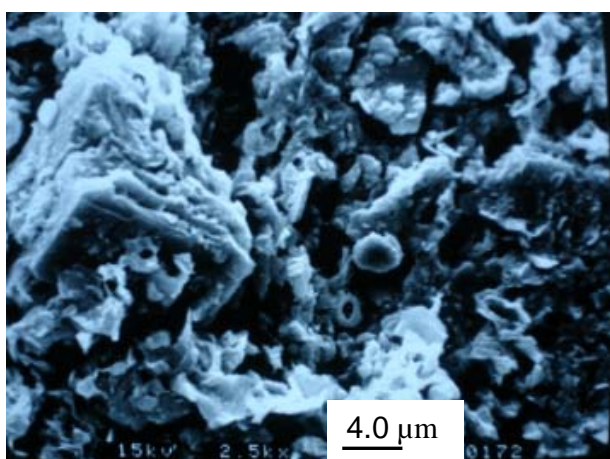
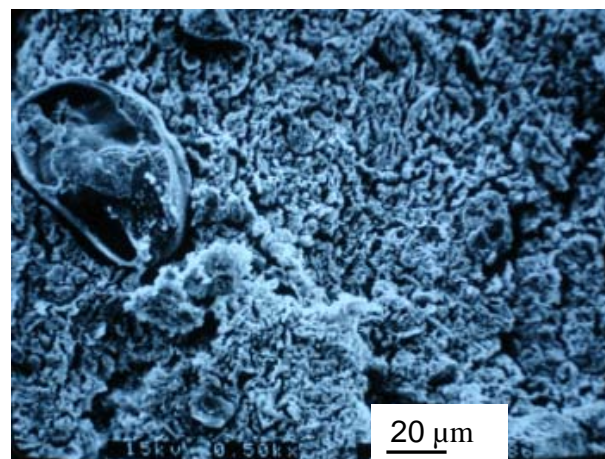
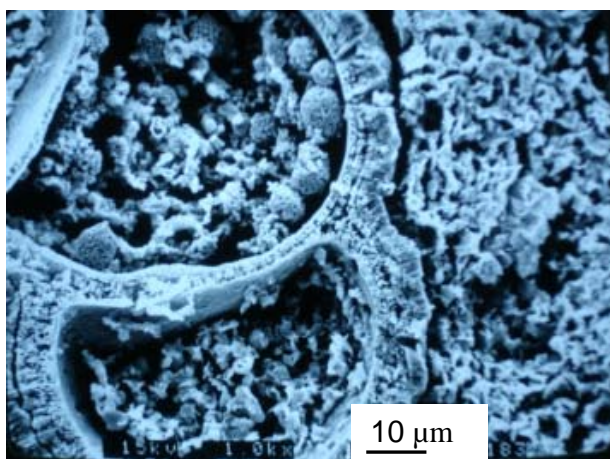
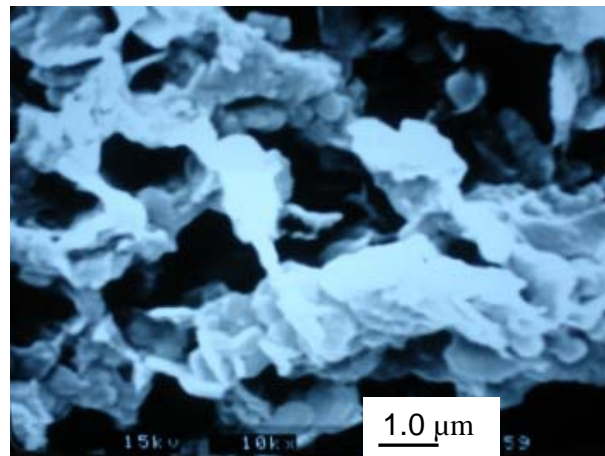
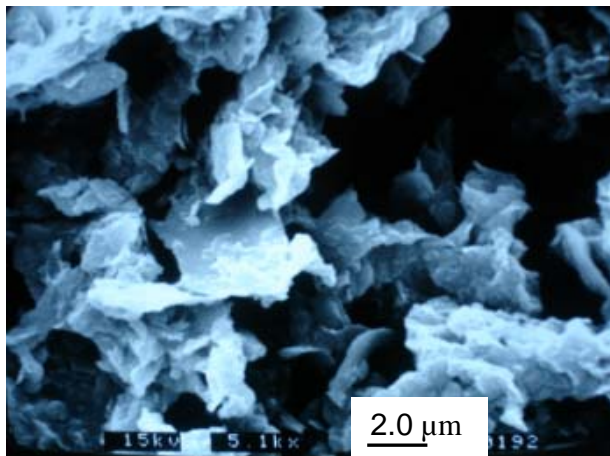
<b>Sols</b>	<b>Observations</b>
Naturels	Les sols de profondeurs d'enfouissement de 0.5 m, 0.8 m, 4.3 m, 9.0 m et 14.0 m
Sols intacts consolidés	Les sols de 0.5 m, 4.2 m et 14.0 consolidés aux contraintes verticales effectives (par l'oedomètre) de 50 kPa, 200 kPa, 800 kPa et 1600 kPa.
Sols reconstitués	Echantillons consolidés aux contraintes verticales effectives (par l'oedomètre) de 50 kPa, 200 kPa et 1600 kPa.

ANNEXE A1: PHOTOS AU MEB DU SOL INTACT  
SOL NATUREL DE 0.5 M DE PROFONDEUR



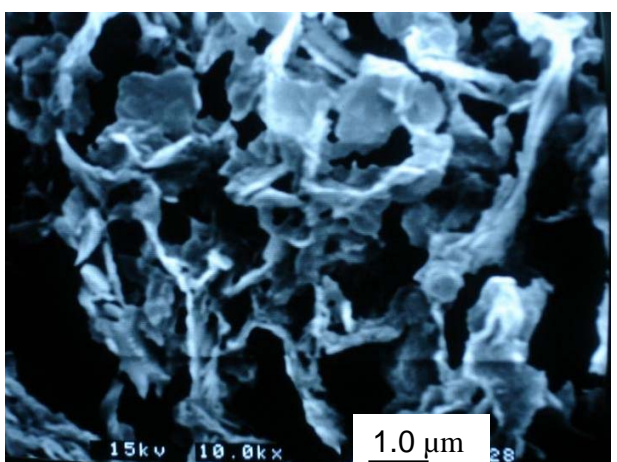
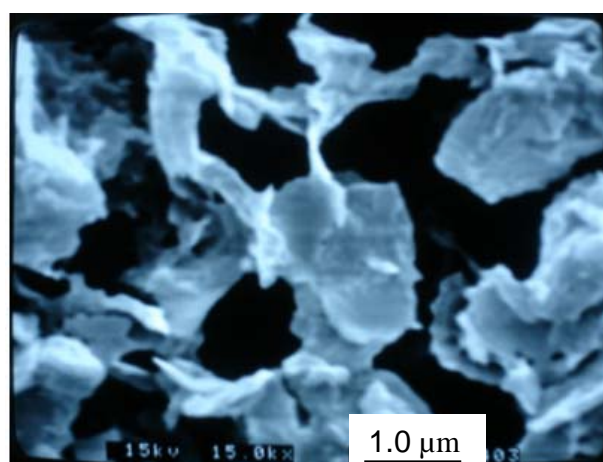
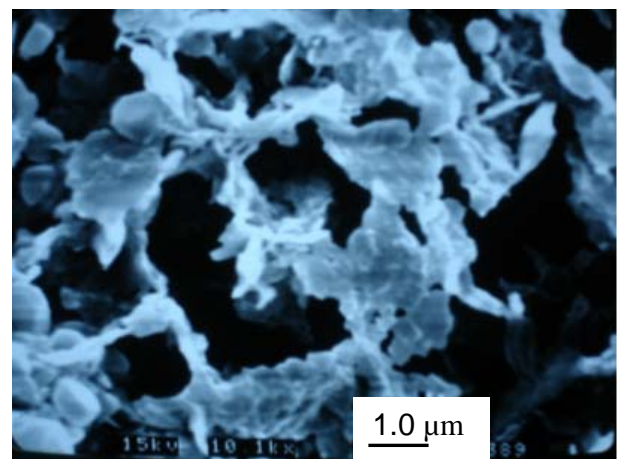
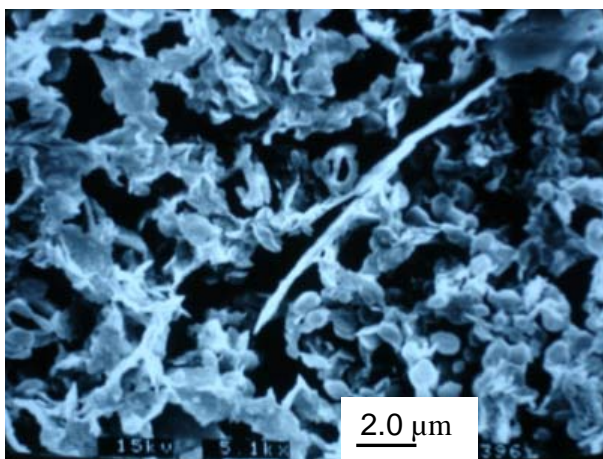
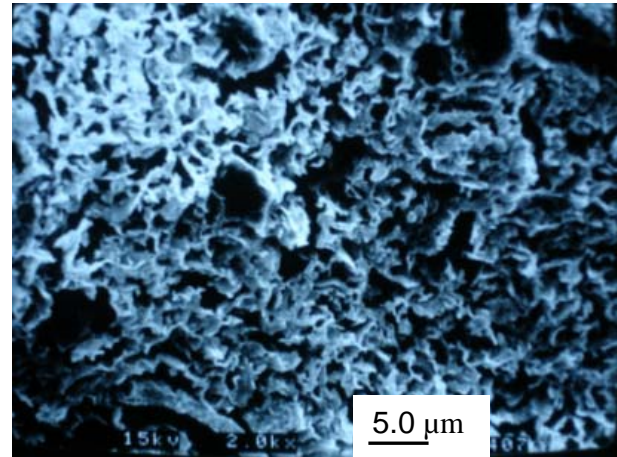
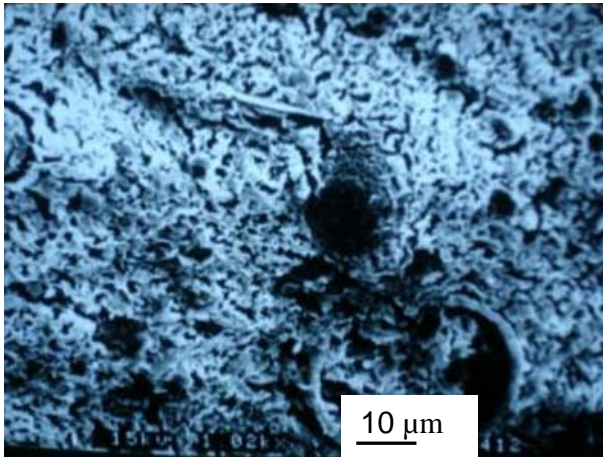


# SOL NATUREL DE 0.8 M DE PROFONDEUR



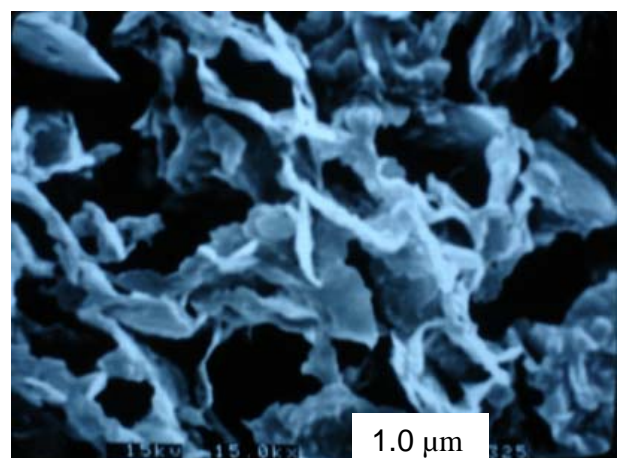
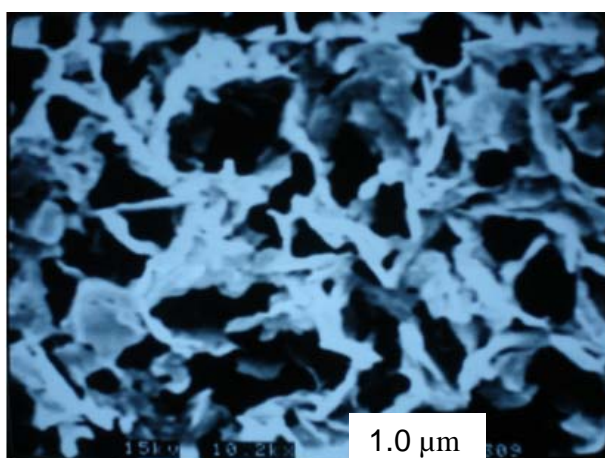
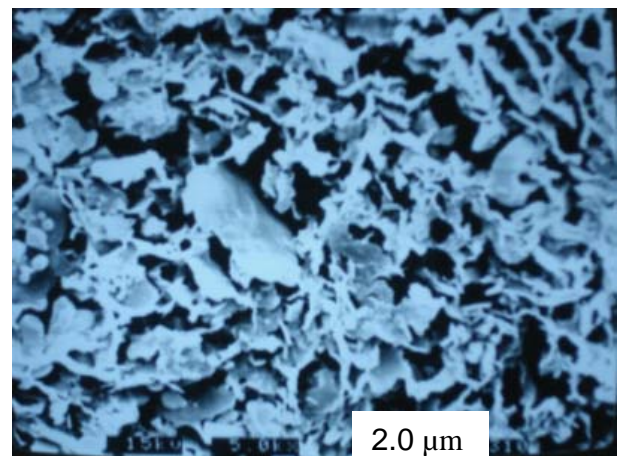
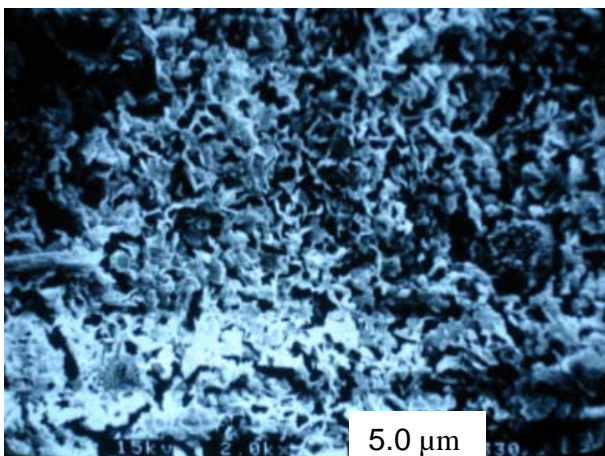
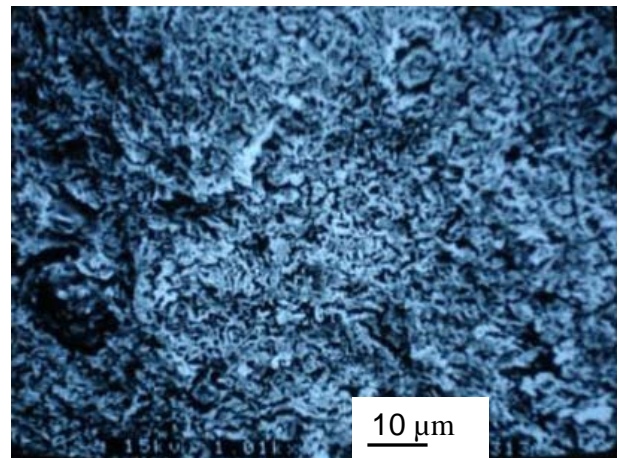
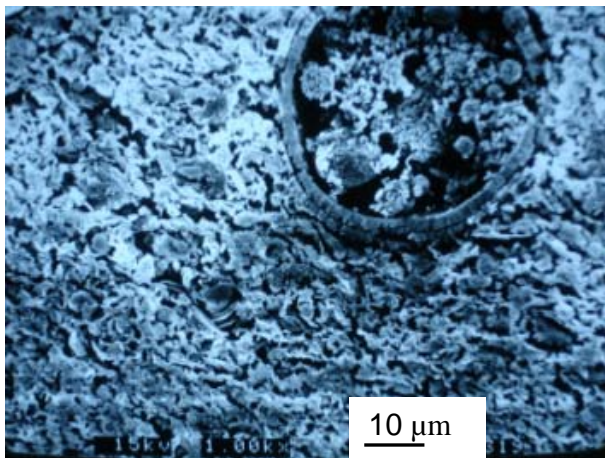


## SOL NATUREL DE 4.3 M DE PROFONDEUR



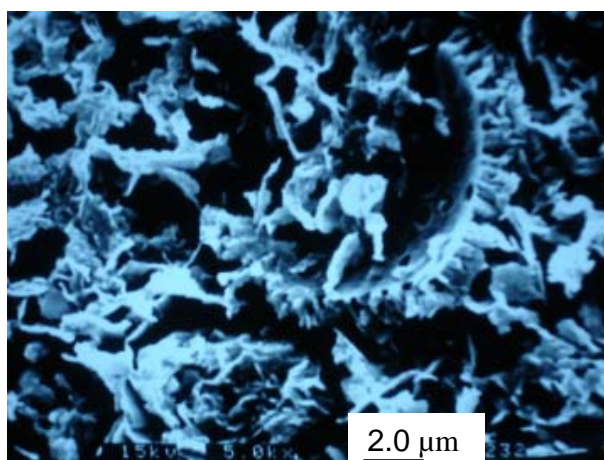
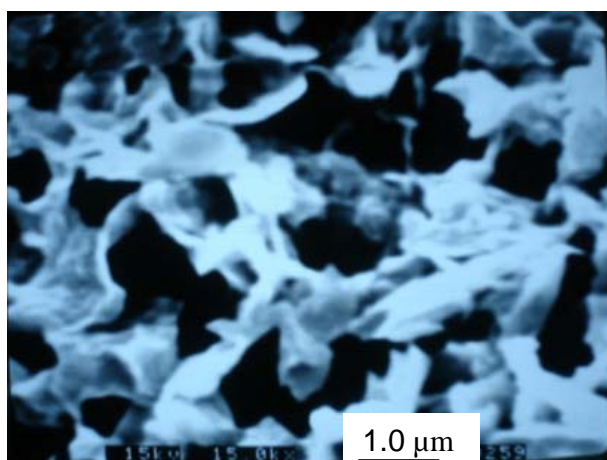
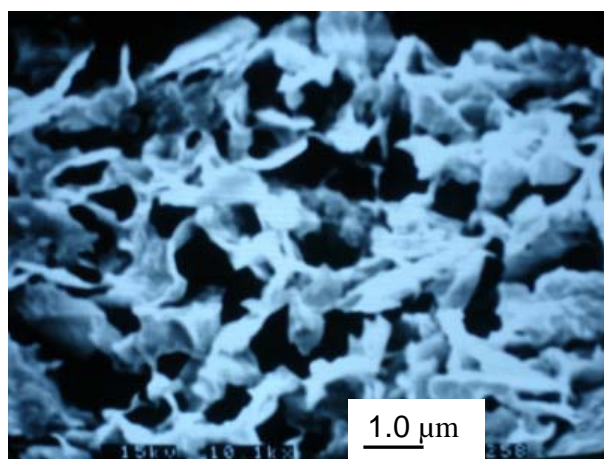
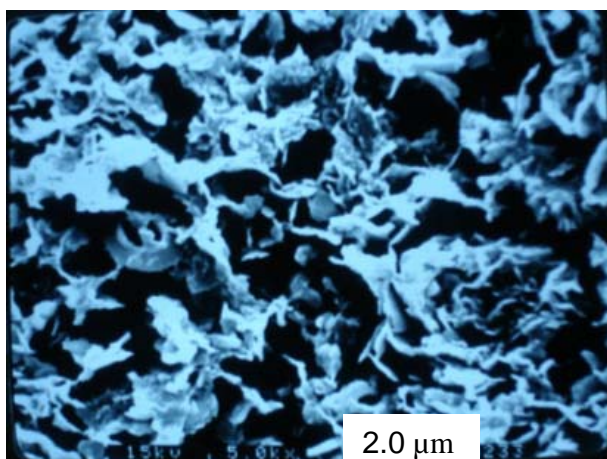
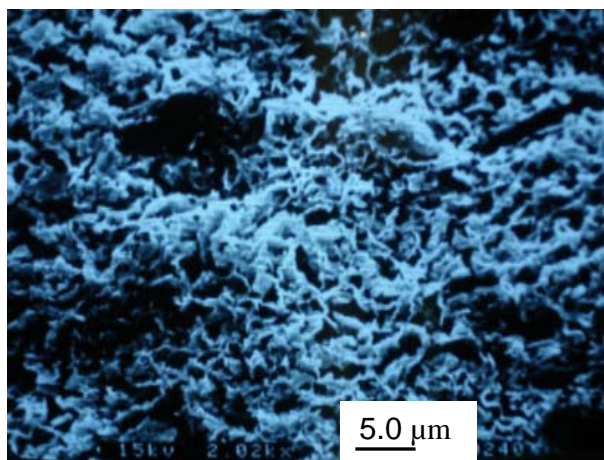
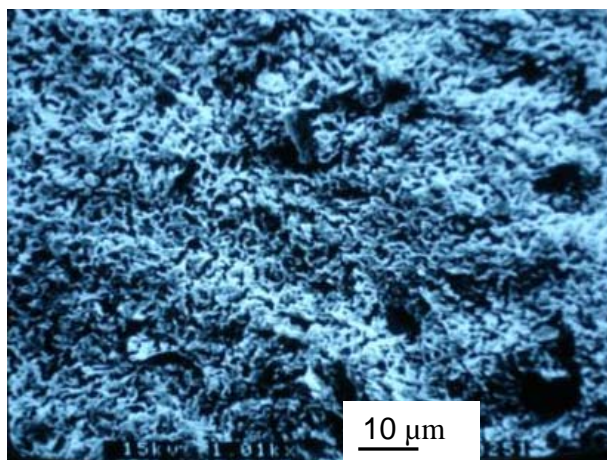


## SOL NATUREL DE 9.0 M DE PROFONDEUR



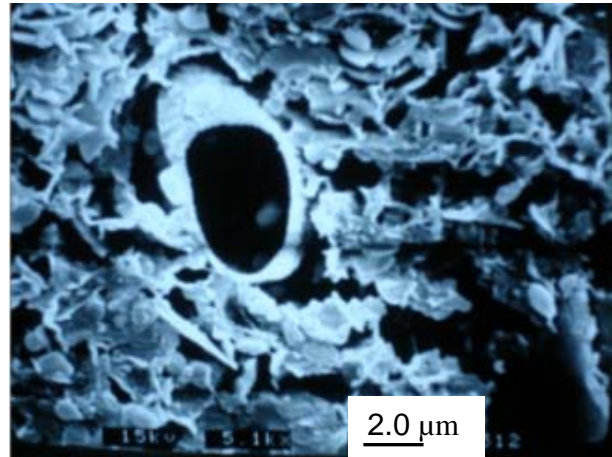
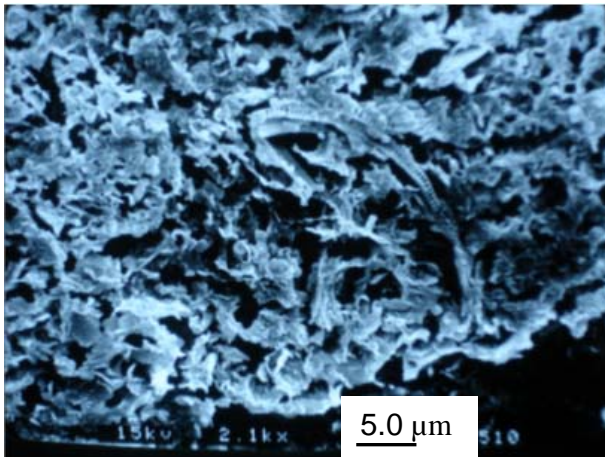


## SOL NATUREL DE 14.2 M DE PROFONDEUR

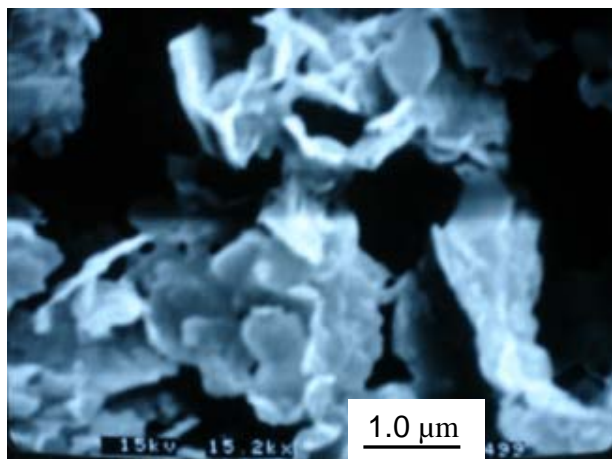
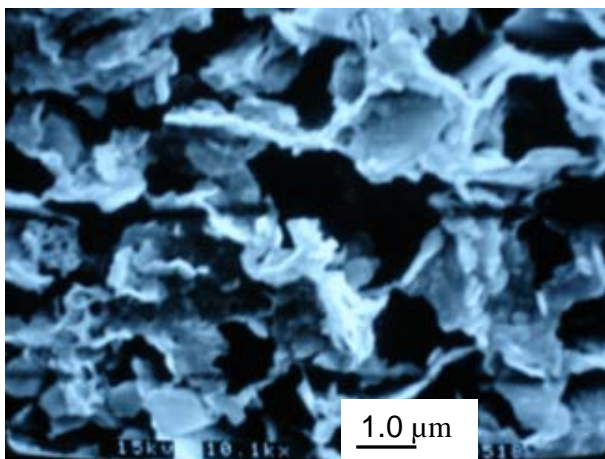




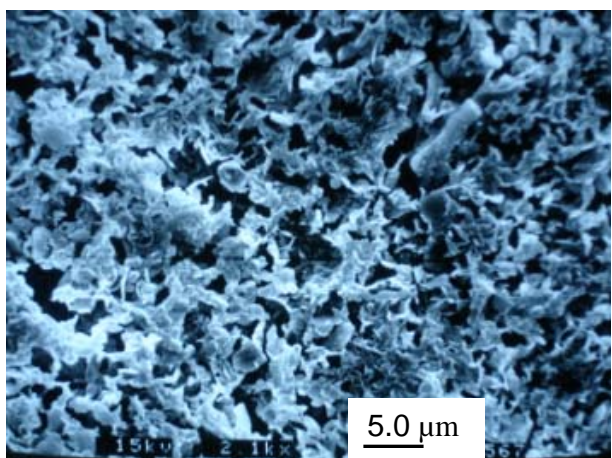
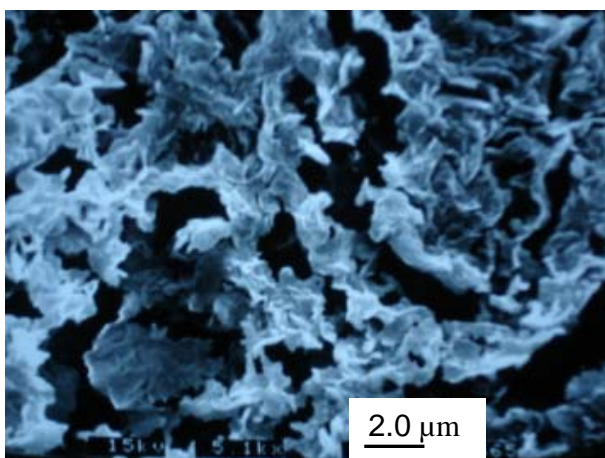
ANNEXE A2: PHOTOS AU MEB DU SOL NATUREL CONSOLIDE A  
PLUSIEURS NIVEAUX DE CONTRAINTE  
CONSOLIDATION A 50 kPa



Section verticale



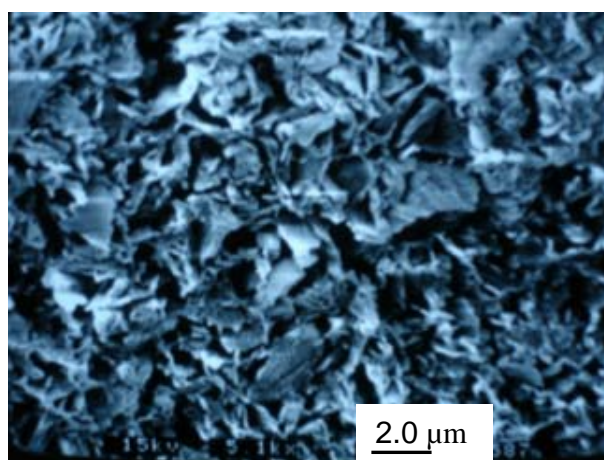
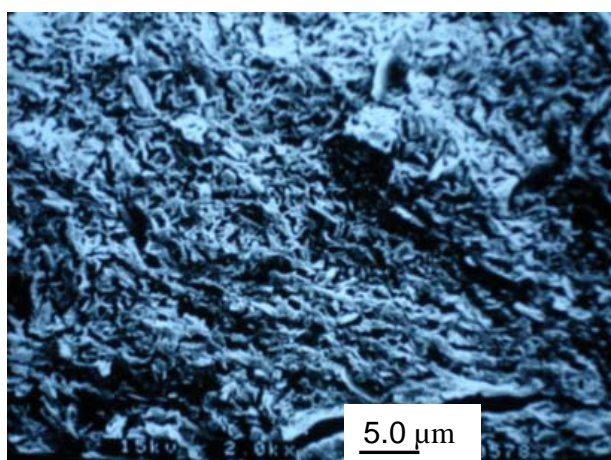
Section verticale



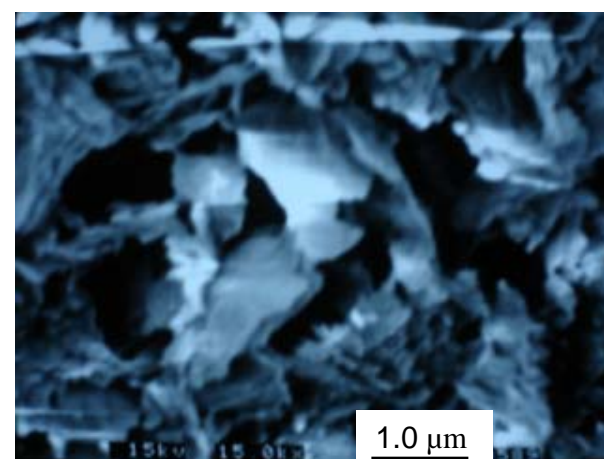
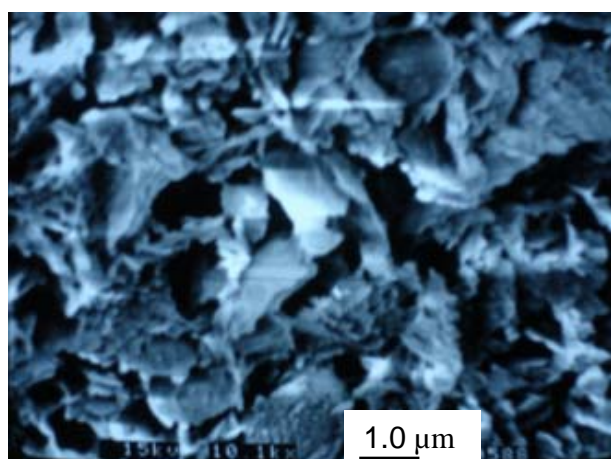
Section horizontale



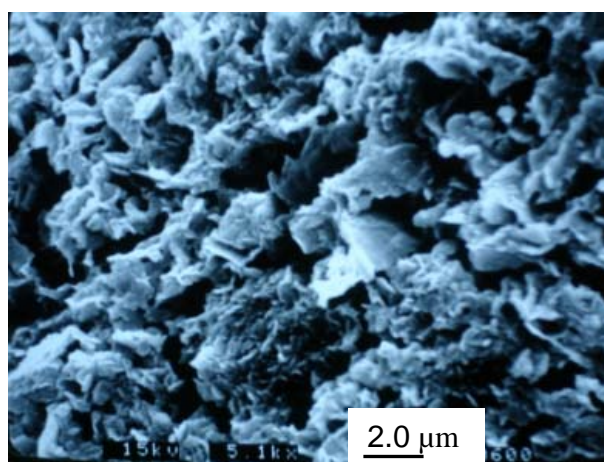
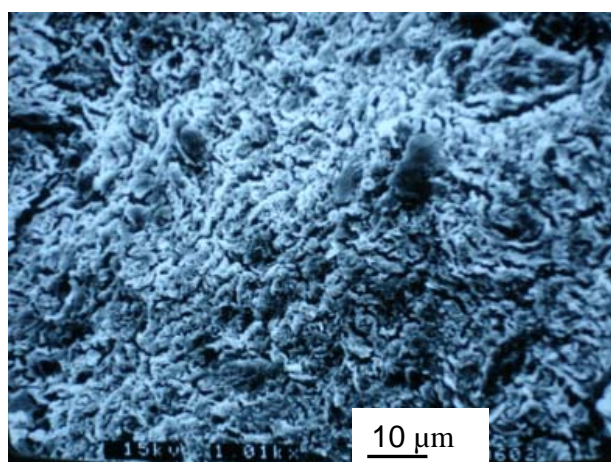
# CONSOLIDATION A 200 kPa



Section verticale



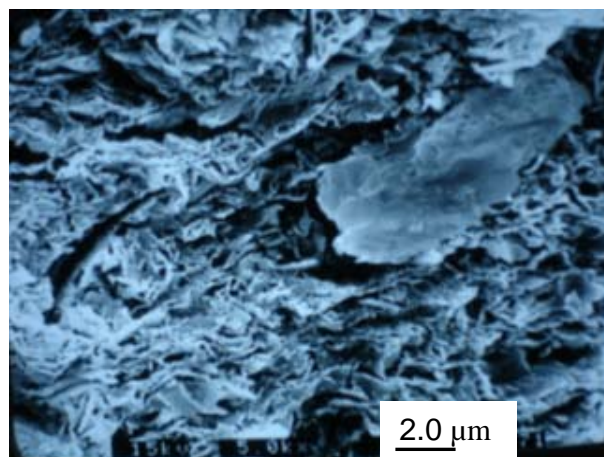
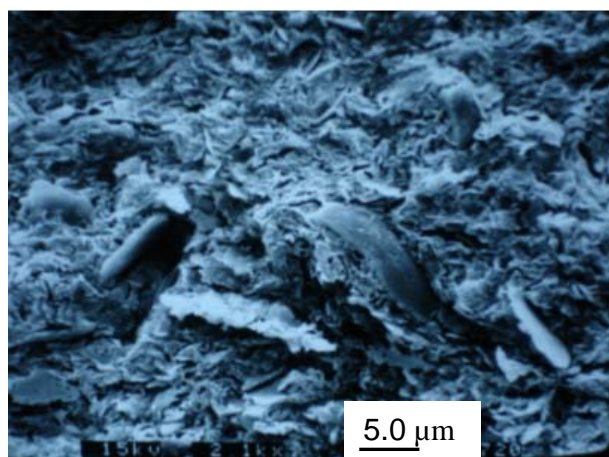
Section verticale



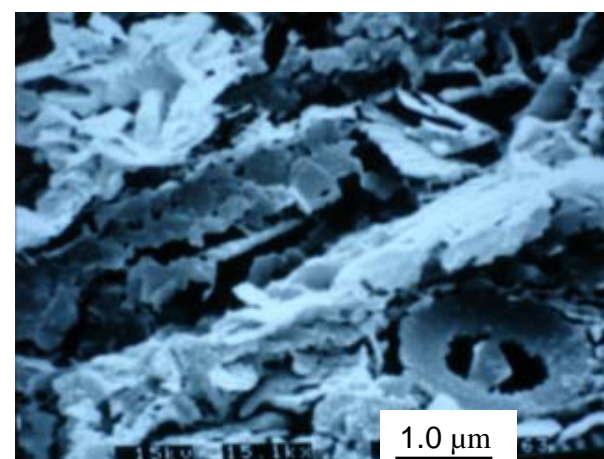
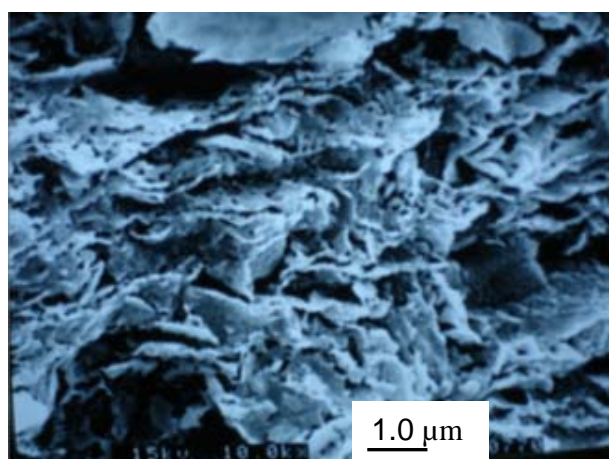
Section horizontale



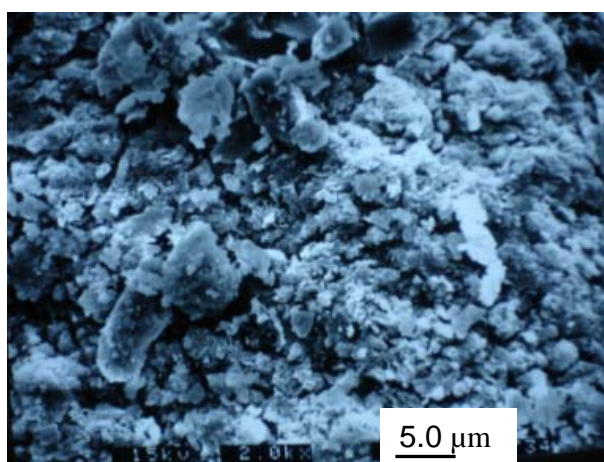
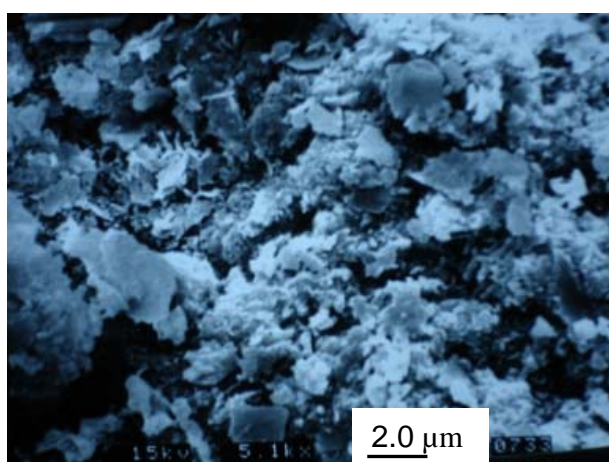
# CONSOLIDATION A 800 kPa



Section verticale



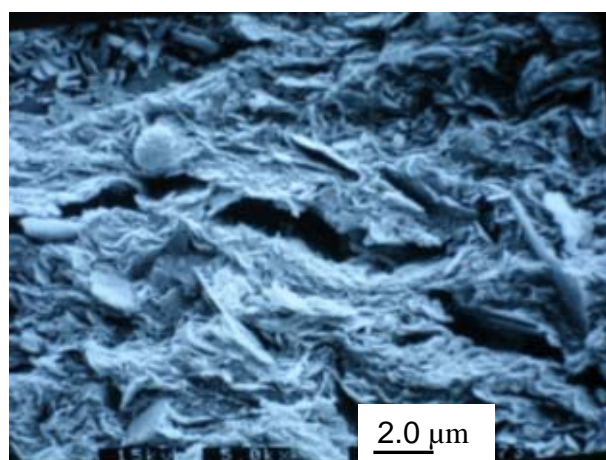
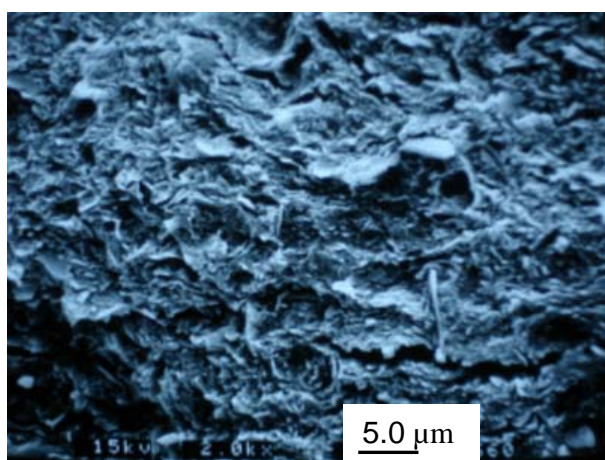
Section verticale



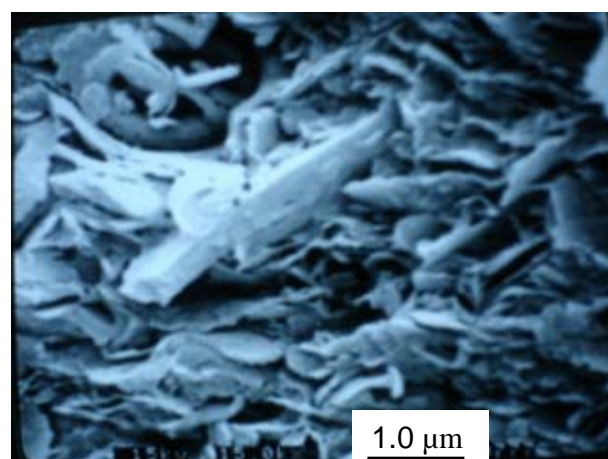
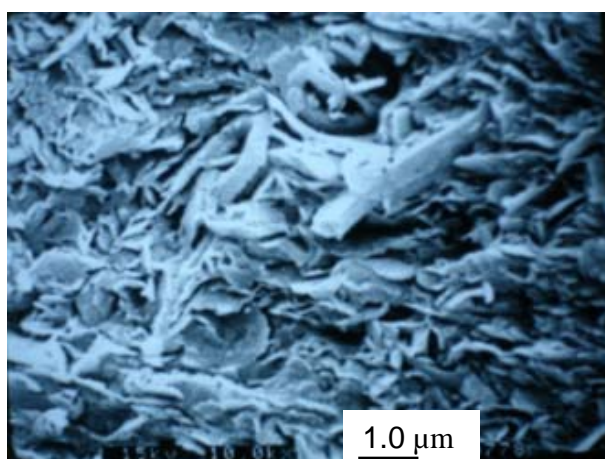
Section horizontale



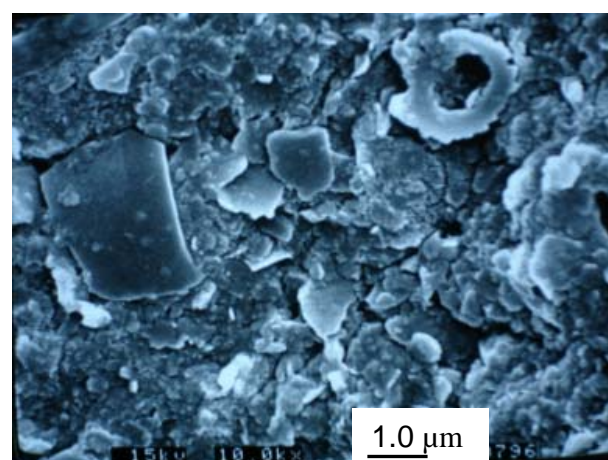
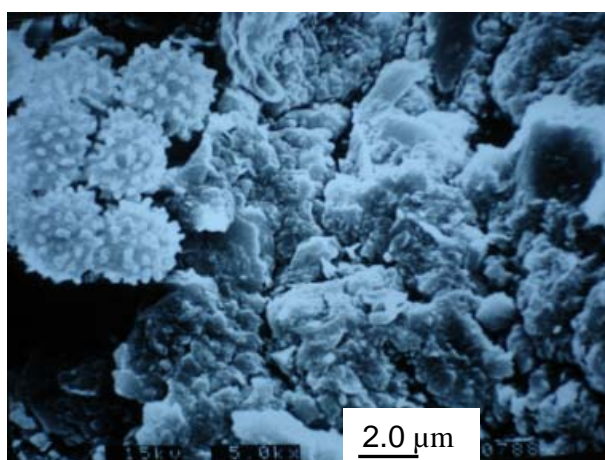
# CONSOLIDATION A 1600 kPa



Section verticale



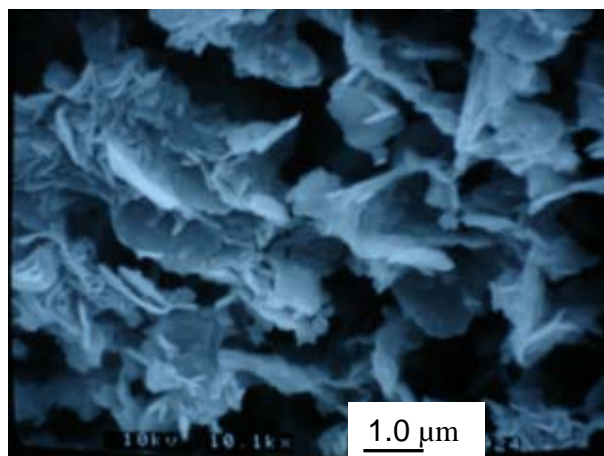
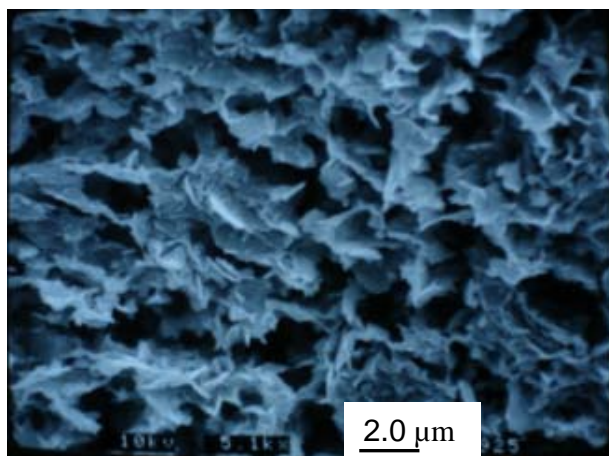
Section verticale



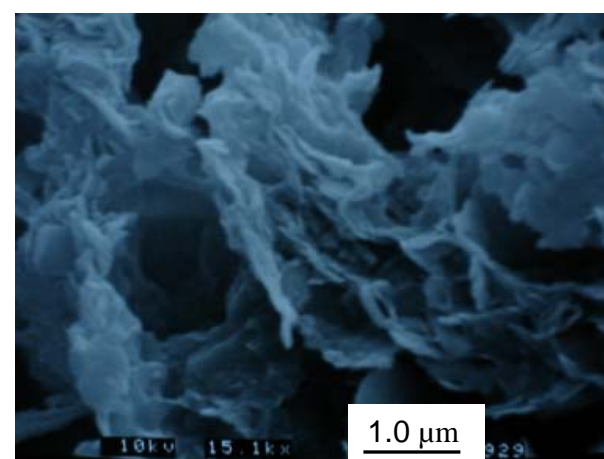
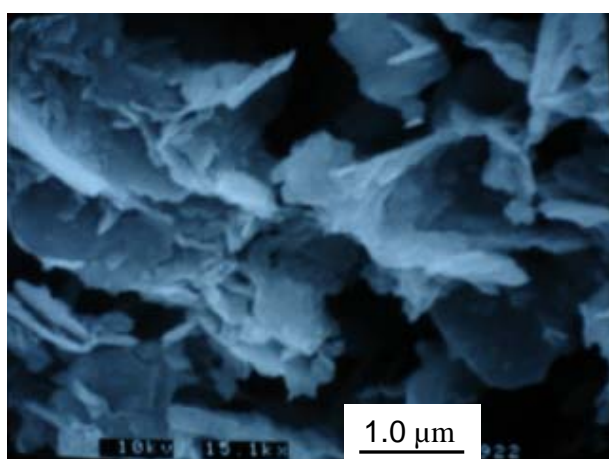
Section horizontale



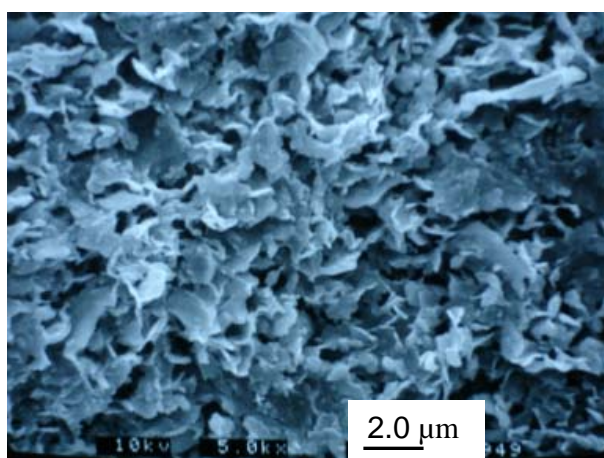
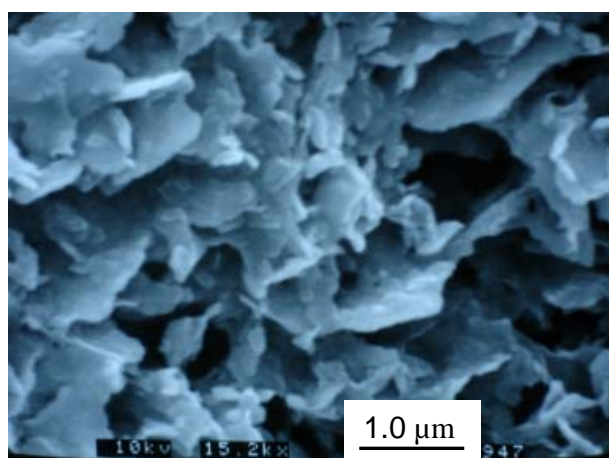
ANNEXE A3: PHOTOS AU MEB DU SOL RECONSTITUE CONSOLIDE À  
PLUSIEURS NIVEAUX DE CONTRAINTES  
CONSOLIDATION A 50 kPa



Section verticale



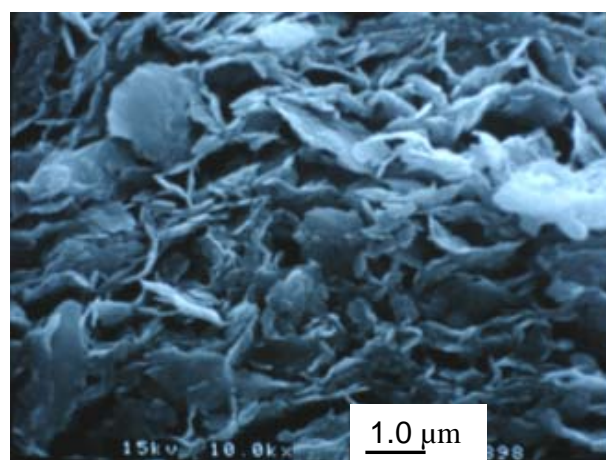
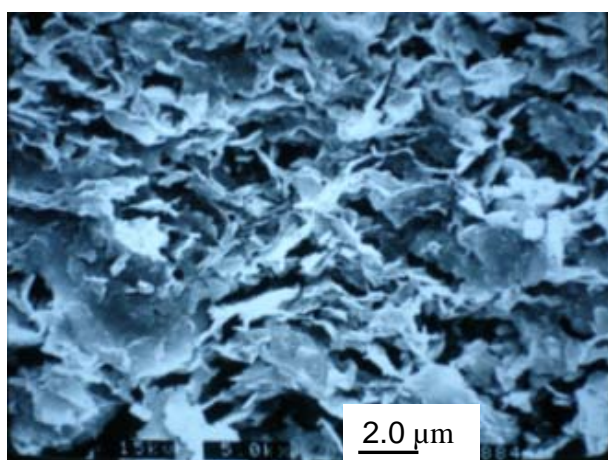
Section verticale



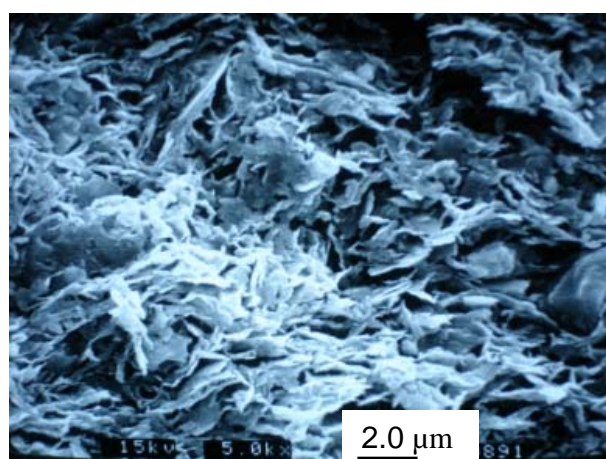
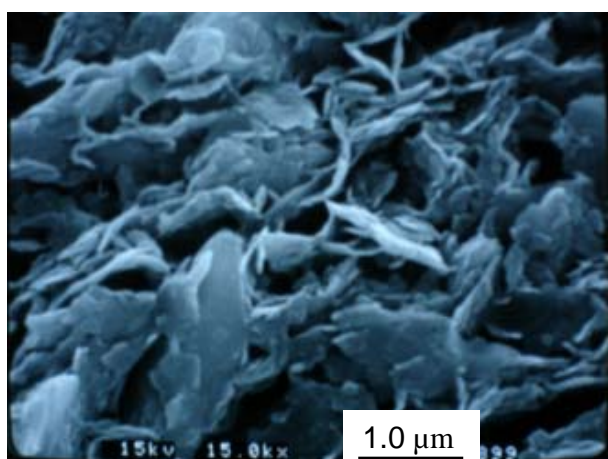
Section horizontale



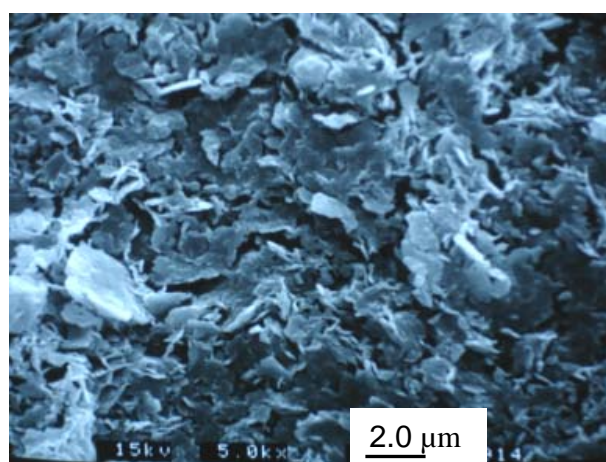
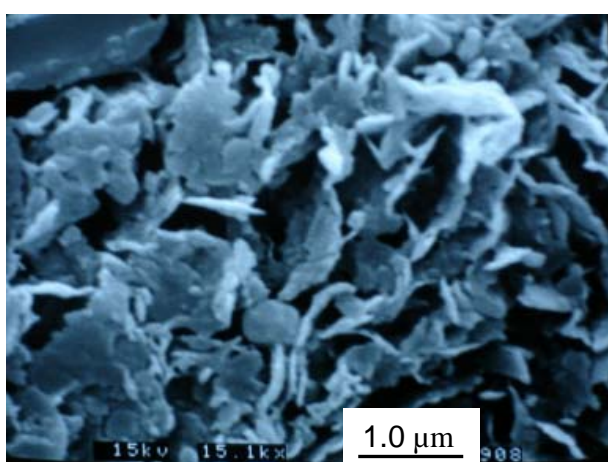
### CONSOLIDATION A 200 kPa



Section verticale



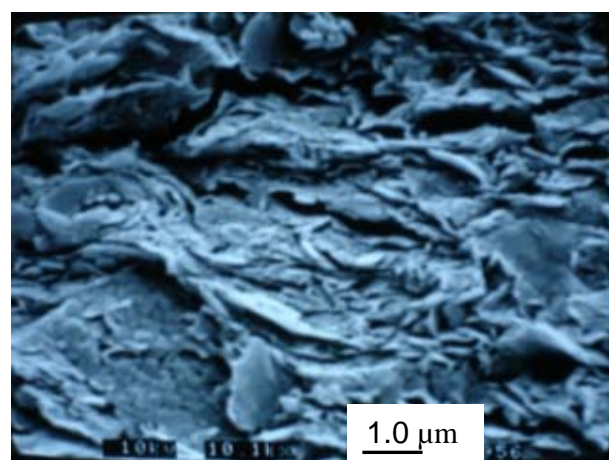
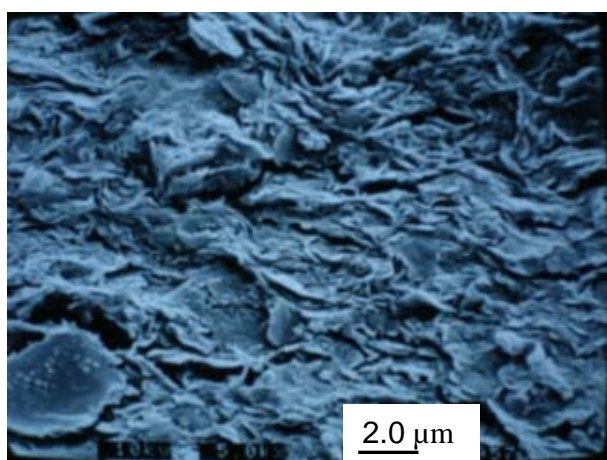
Section verticale



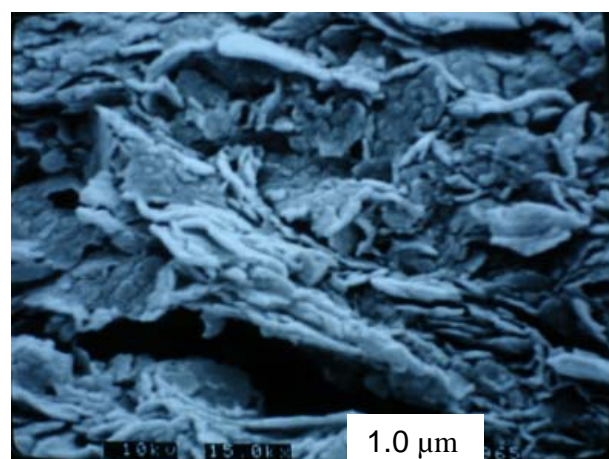
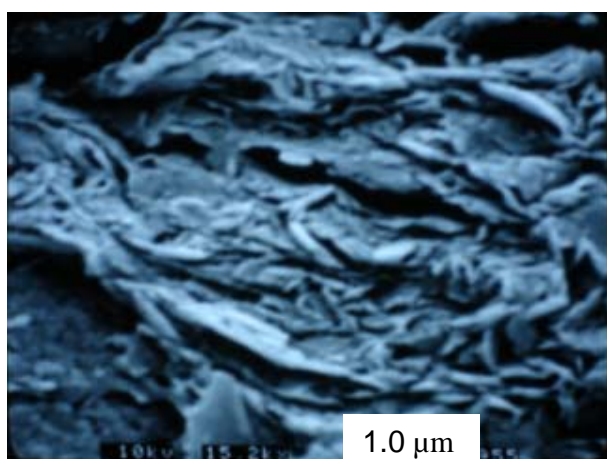
Section horizontale



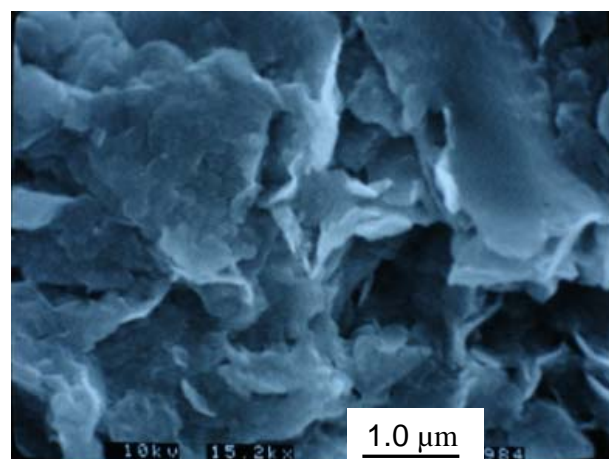
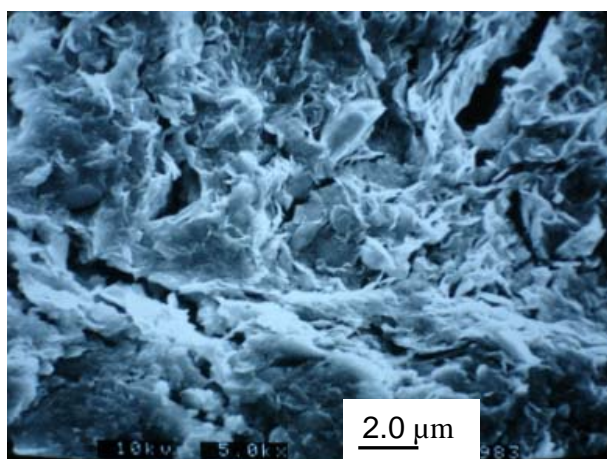
### CONSOLIDATION A 1600 kPa



Section verticale



Section verticale



Section horizontale



## ANNEXE B : RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX DRAINES

**Tableau 1 Programme des essais triaxiaux drainés**

Test	Description
TN9	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 55^\circ$
TN10	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 30^\circ$
TN11	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 110^\circ$
TN12	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 0^\circ$
TN13	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 180^\circ$
TN14	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 70^\circ$
TN15	Essai drainé consolidé à l'état in-situ et cisaillement avec $\theta = 315^\circ$

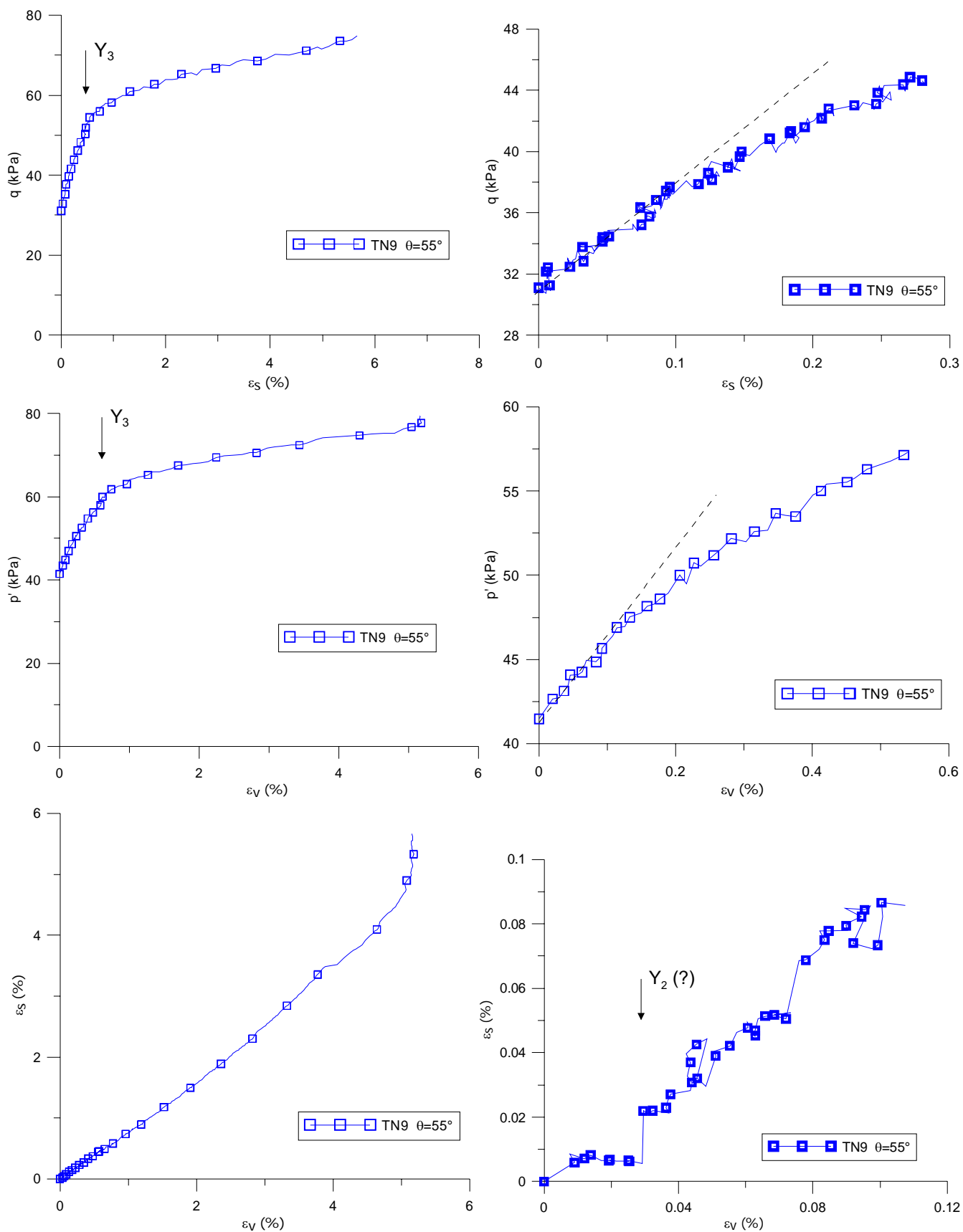


Figure 1 Essai drainé TN9 ( $\theta=55^\circ$ ): diagrammes en  $q-\epsilon_s$ ;  $p'-\epsilon_v$  et  $\epsilon_s - \epsilon_v$ .

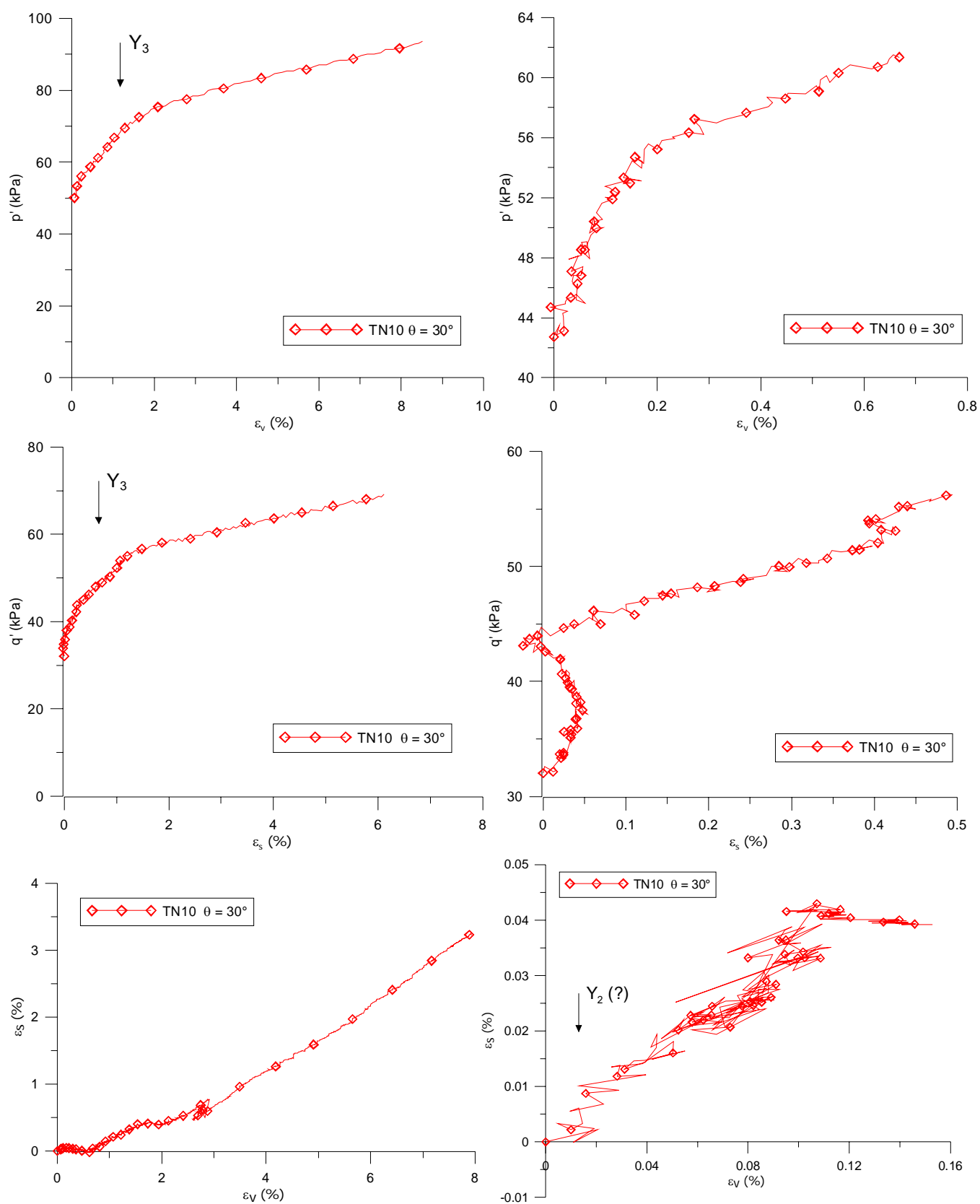


Figure 2 Essai TN10 ( $\theta = 30^\circ$ ) : diagrammes en  $q$ - $\epsilon_s$ ;  $p'$ - $\epsilon_v$  et  $\epsilon_s$  -  $\epsilon_v$ .

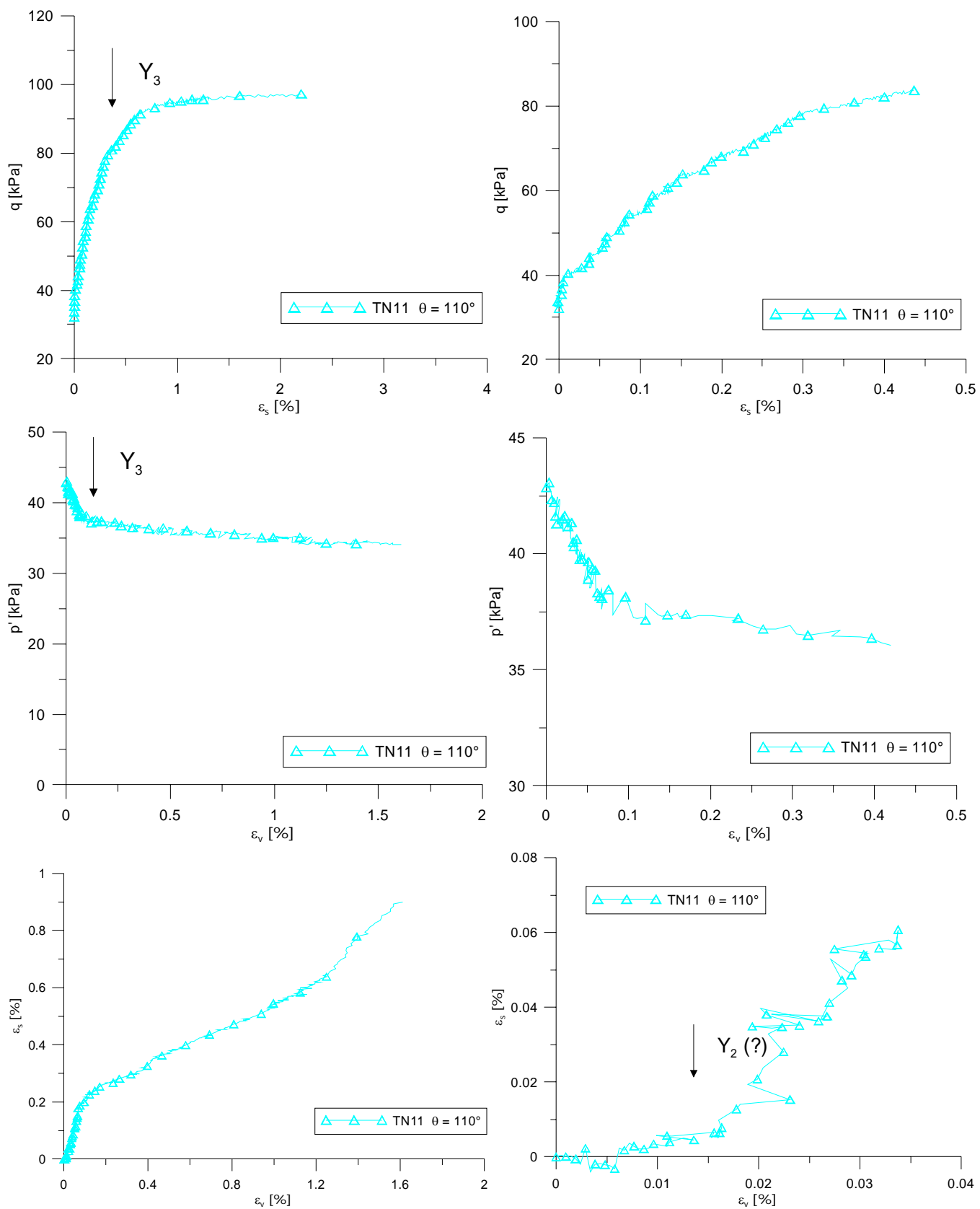


Figure 3 Essai TN11 ( $\theta = 110^\circ$ ) : diagrammes en  $q$ - $\epsilon_s$ ;  $p'$ - $\epsilon_v$  et  $\epsilon_s$  -  $\epsilon_v$ .

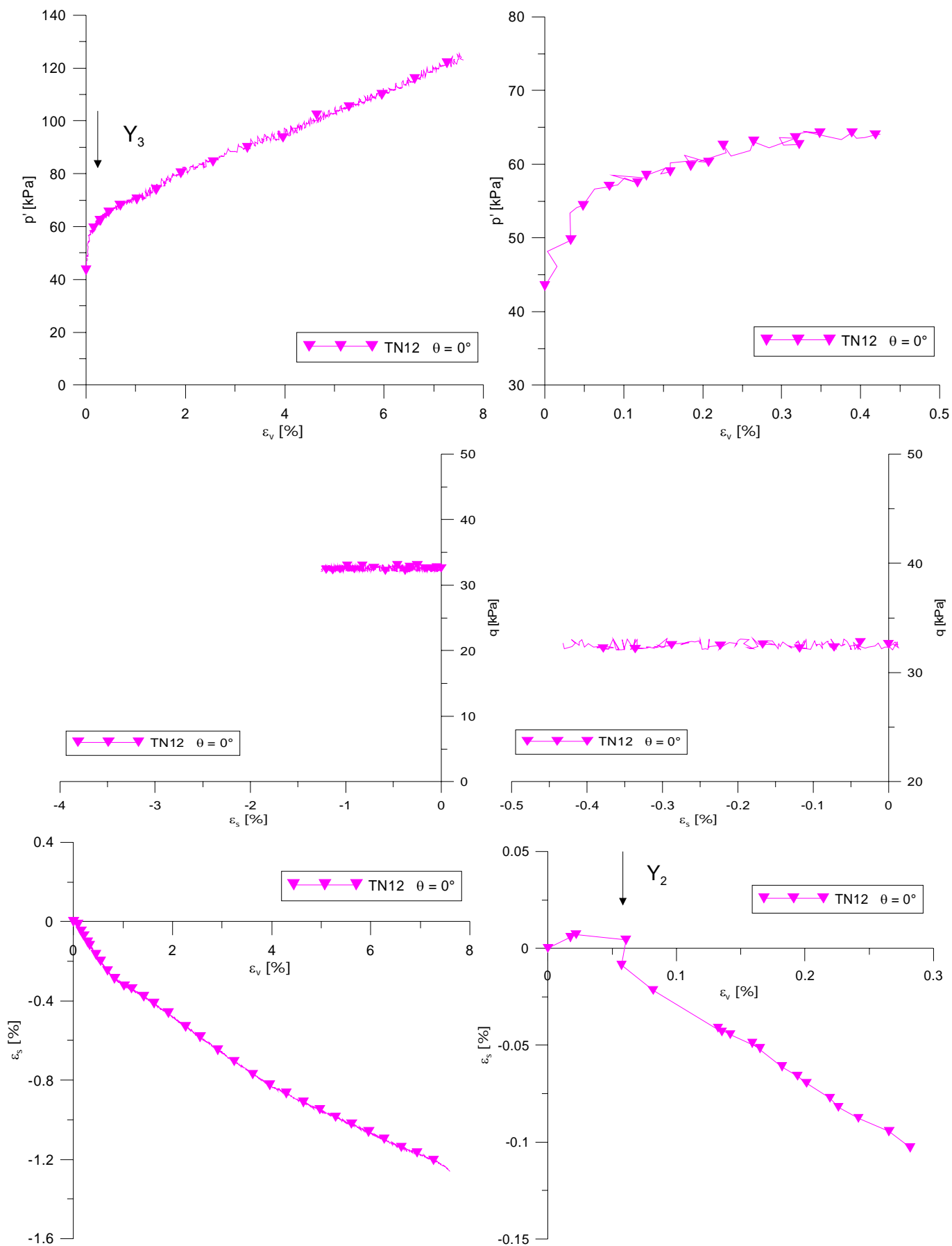


Figure 4 Essai TN12 ( $\theta = 0^\circ$ ) : diagrammes en  $q$ - $\epsilon_s$ ;  $p'$ - $\epsilon_v$  et  $\epsilon_s$  -  $\epsilon_v$ .



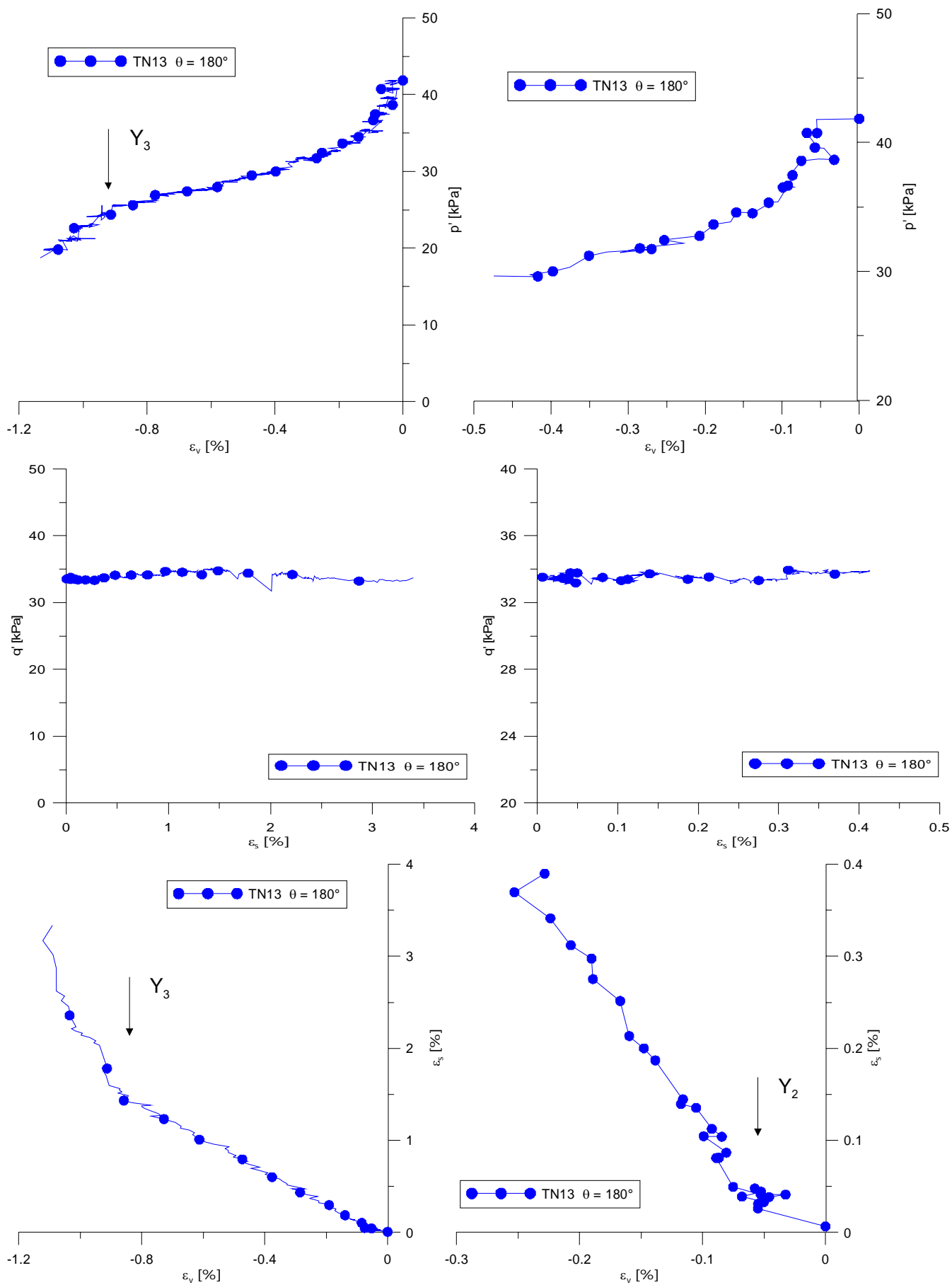


Figure 5 Essai TN13 ( $\theta = 180^\circ$ ) : diagrammes en  $q$ - $\epsilon_s$ ;  $p'$ - $\epsilon_v$  et  $\epsilon_s$  -  $\epsilon_v$ .

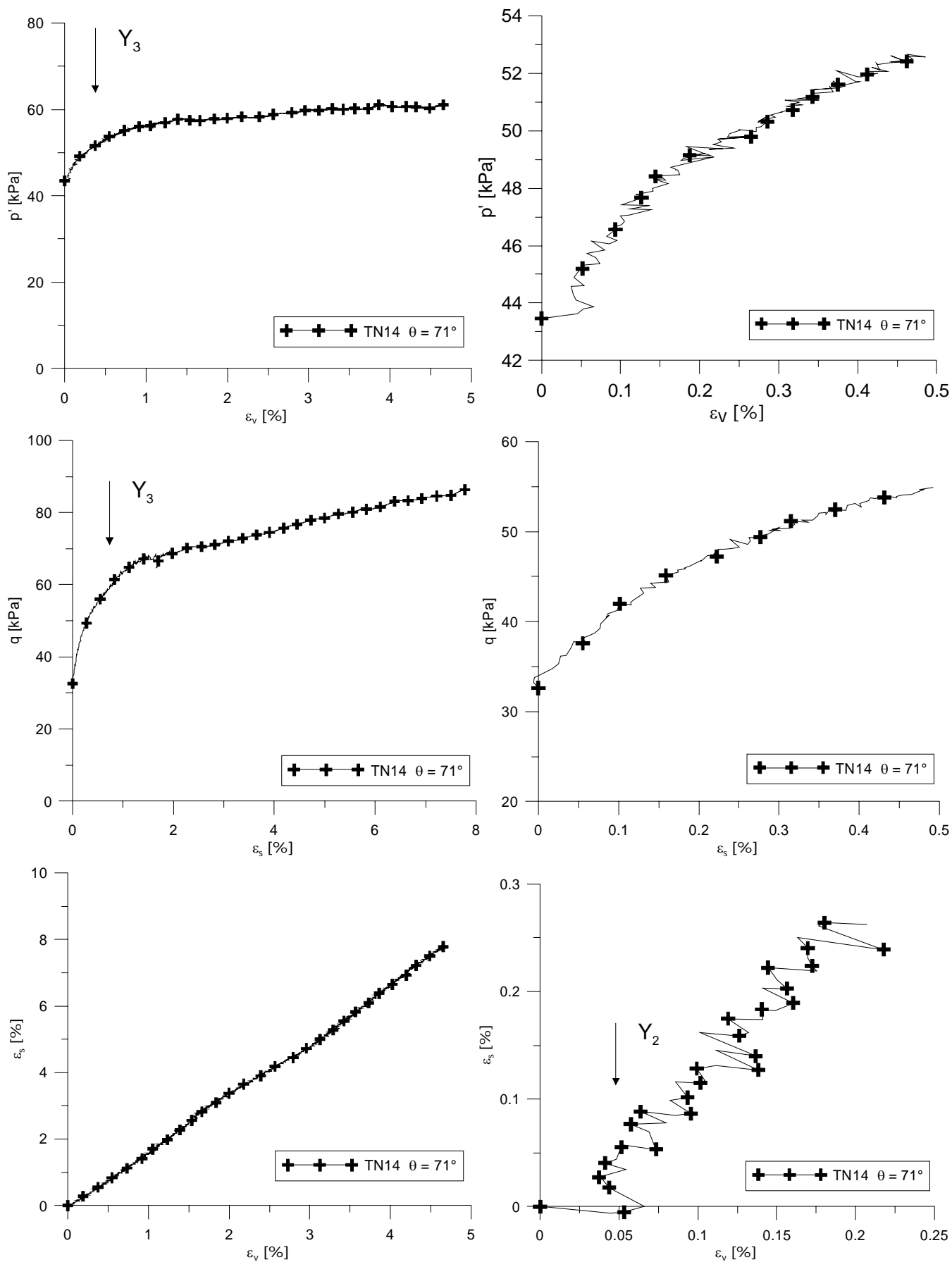


Figure 6 Essai TN14 ( $\theta = 71^\circ$ ) : diagrammes en  $q$ - $\epsilon_s$ ;  $p'$ - $\epsilon_v$  et  $\epsilon_s$  -  $\epsilon_v$ .

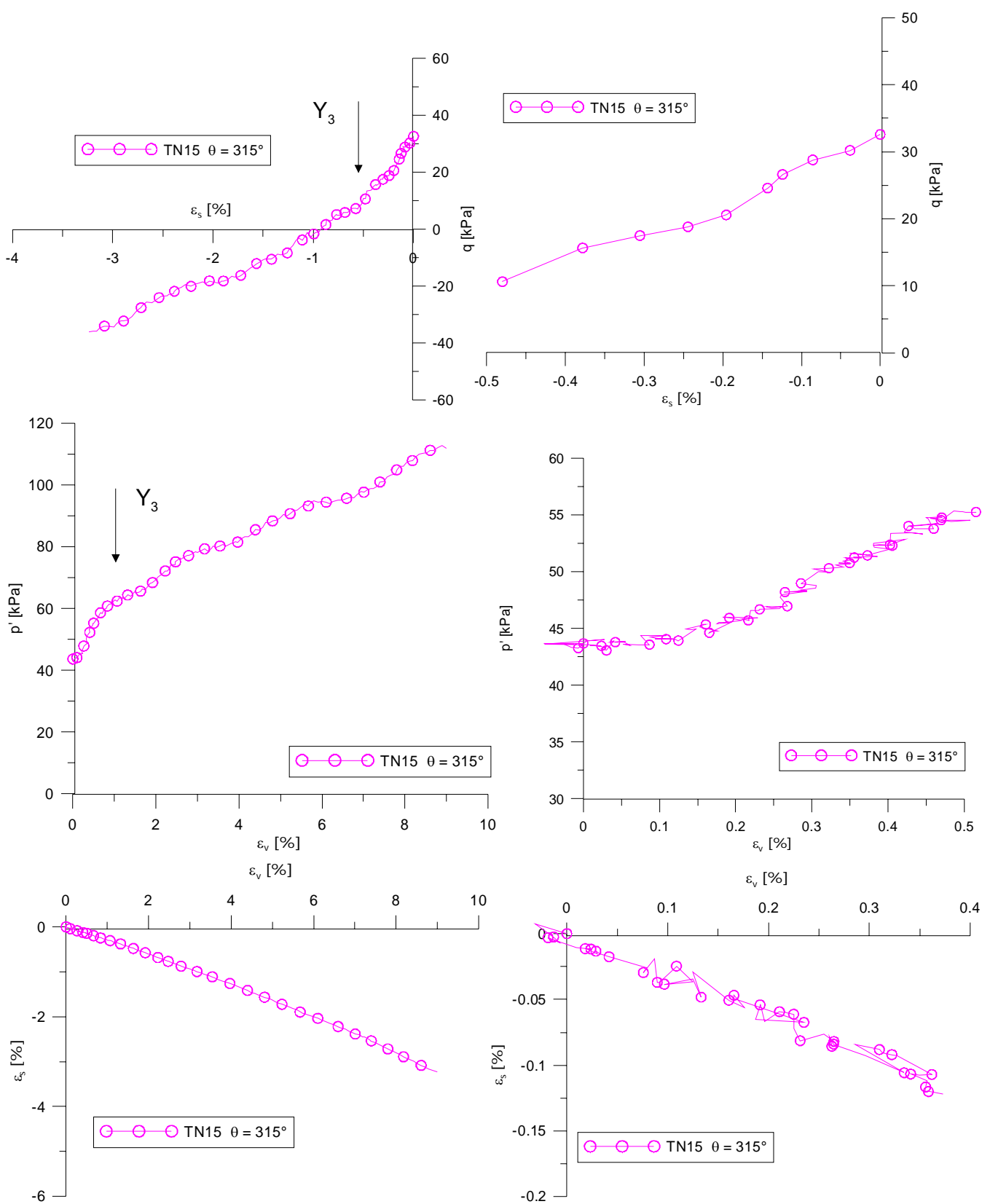


Figure 7 Essai TN15 ( $\theta = 315^\circ$ ) : diagrammes en  $q$ - $\varepsilon_s$ ;  $p'$ - $\varepsilon_v$  et  $\varepsilon_s$  -  $\varepsilon_v$ .